



UNIVERSIDAD
PRIVADA
DEL NORTE

FACULTAD DE INGENIERÍA

CARRERA DE INGENIERÍA CIVIL

“DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MÓDULO “A” DE LA I.E.
SAN RAMÓN EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA – 2017.”

Tesis para optar el título profesional de:

Ingeniero Civil

Autores:

Kharilin de los Angeles Intor Villatty
Carlos José Martos Ramírez

Asesor:

Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno

Cajamarca – Perú
2017

APROBACIÓN DE LA TESIS

El asesor y los miembros del jurado evaluador asignados, **APRUEBAN** la tesis desarrollada por los Bachilleres **Kharilin de los Angeles Intor Villatty y Carlos José Martos Ramírez**, denominada:

“DESEMPEÑO SÍSMICO DEL MÓDULO “A” DE LA I.E. SAN RAMÓN EN LA CIUDAD DE CAJAMARCA – 2017.”

Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno
ASESOR

Dr. Ing. Orlando Aguilar Aliaga
JURADO
PRESIDENTE

Ing. Gerson Neri Quispe Rodríguez
JURADO
SECRETARIO

Ing. Anita Elizabeth Alva Sarmiento
JURADO
VOCAL

DEDICATORIA

A DIOS

Por guiar mis pasos, estar conmigo en todo momento dándome la bendición de tener una familia y personas que me apoyan para alcanzar mis metas.

A MIS PADRES

Gloria y Ángel por haberme dado la vida, su amor incondicional, sacrificio, dedicación y haberme inculcado con sus valores y gran ejemplo para ser la persona que hoy en día soy, quiero darles las gracias por estar conmigo en todo momento impulsándome a cumplir mis metas y sueños, esto no habría sido posible sin ustedes que son el gran pilar en mi vida, los amo.

A MIS HERMANOS

Jhonny por ser como mi segundo padre, haberme dedicado su amor y sacrificio, Adela por ser un gran ejemplo a seguir y apoyarme en todo momento, Khoraly por ser mi amiga y compañera estando presente cada día a mi lado compartiendo cada momento, Anghel por su cariño incondicional y darme ánimos en todo momento. Gracias por estar en todos por cada consejo y apoyo los amo.

GEOFFREY ANDREÉ JIMÉNEZ CHÁVEZ

Por su cariño, consejos y apoyo incondicional en todo momento para cumplir las metas hasta hoy logradas.

Kharilin de los Angeles Intor Villatty

DEDICATORIA

A Dios por haberme dado
fortaleza para cumplir mis
objetivos.

A mis padres y hermanos por
todo el cariño y apoyo
incondicional que siempre
me han demostrado.

A todas aquellas personas
que colaboraron, en el
desarrollo de esta tesis.

Carlos José Martos Ramírez

AGRADECIMIENTO

Al director de carrera de Ingeniería Civil Dr. Ing. Orlando Aguilar Aliaga, por todas sus enseñanzas y apoyo para sacar adelante esta investigación.

A nuestro asesor Dr. Ing. Miguel Ángel Mosqueira Moreno por compartir sus conocimientos, paciencia, apoyo, amistad y hacer posible el desarrollo de la presente investigación.

Al señor Mg. Eleuterio Huamán García, director de la Institución Educativa San Ramón, quien nos brindó todas las facilidades necesarias en cuanto a información y permisos para el ingreso a dicha Institución Educativa.

Al Ing. Javier Colina Bernal por su apoyo y asesoría en los ensayos de estudio de esclerometría realizados para nuestra investigación.

ÍNDICE DE CONTENIDOS

Contenido

<u>APROBACIÓN DE LA TESIS</u>	ii
<u>DEDICATORIA</u>	iii
<u>AGRADECIMIENTO</u>	v
<u>ÍNDICE DE CONTENIDOS</u>	vi
<u>ÍNDICE DE TABLAS</u>	viii
<u>ÍNDICE DE FIGURAS</u>	x
<u>RESUMEN</u>	xiii
<u>ABSTRACT</u>	xiv
CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN	15
1.1. Realidad problemática	15
1.2. Formulación del problema.....	24
1.3. Justificación	24
1.4. Limitaciones y delimitaciones	24
1.5. Objetivos	25
CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO	26
2.1. Antecedentes	26
2.2. Bases teóricas.....	29
2.2.1. <i>Diseño sísmico basado en desempeño (performance based seismic design)</i>	29
2.2.2. <i>Nivel de desempeño sísmico</i>	30
2.2.3. <i>Niveles sísmicos para el diseño</i>	36
2.2.4. <i>Finalidad del desempeño sísmico</i>	37
2.2.5. <i>Análisis estático no lineal (análisis “pushover”)</i>	39
2.2.6. <i>Espectro de capacidad</i>	46
2.2.7. <i>Espectro de demanda</i>	48
2.2.8. <i>Punto de desempeño</i>	50
2.3. Hipótesis.....	61
CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA	62
3.1 Operacionalización de variables	62
3.2 Diseño de investigación	62
3.3 Unidad de estudio	62
3.4 Población.....	62
3.5 Muestra	62

3.6	Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos	63
3.7	Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos	65
3.7.1.	<i>Características de los materiales y metrado de cargas</i>	65
3.7.2.	<i>Parámetros sísmicos utilizados en el modelamiento</i>	68
3.7.3.	<i>Determinación del momento – curvatura y momento – giro</i>	69
3.7.4.	<i>Modelamiento estructural en SAP2000</i>	77
CAPÍTULO 4.	RESULTADOS.....	87
4.1	Resultados del módulo A-1 sismo en dirección "X"	87
4.1.1.	<i>Curva capacidad</i>	87
4.1.2.	<i>Sectorización de la curva capacidad</i>	88
4.1.3.	<i>Puntos de desempeño del módulo A-1 sismo en dirección "X"</i>	90
4.1.4.	<i>Rótulas formadas en el módulo A-1 sismo en dirección "X"</i>	93
4.2	Resultados del módulo A-1 sismo en dirección "Y"	95
4.2.1.	<i>Curva capacidad</i>	95
4.2.2.	<i>Sectorización de la curva capacidad</i>	96
4.2.3.	<i>Puntos de desempeño del módulo A-1 sismo en dirección "Y"</i>	98
4.2.4.	<i>Rótulas formadas en el módulo A-1 sismo en dirección "Y"</i>	101
4.3	Resultados del módulo A-2 sismo en dirección "X"	102
4.3.1.	<i>Curva capacidad</i>	102
4.3.2.	<i>Sectorización de la curva capacidad</i>	104
4.3.3.	<i>Puntos de Desempeño del Módulo A-2 dirección "X"</i>	105
4.3.4.	<i>Rótulas formadas en el módulo A-2 dirección "X"</i>	108
4.4	Resultados del módulo A-2 sismo en dirección "Y"	110
4.4.1.	<i>Curva capacidad</i>	110
4.4.2.	<i>Sectorización de la curva capacidad</i>	111
4.4.3.	<i>Puntos de Desempeño del módulo A-2 sismo en dirección "Y"</i>	113
4.4.4.	<i>Rótulas formadas en el módulo A-2 sismo en dirección "Y"</i>	116
CAPÍTULO 5.	DISCUSIÓN	117
5.1	Desempeño sísmico módulo A1	117
5.1.1	<i>Sismo en dirección "X"</i>	117
5.1.2	<i>Sismo en dirección "Y"</i>	118
5.2	Desempeño sísmico módulo A2.....	120
5.2.1	<i>Sismo en dirección "X"</i>	120
5.2.2	<i>Sismo en dirección "Y"</i>	121
CONCLUSIONES.....		124
RECOMENDACIONES.....		125
REFERENCIAS		126
ANEXOS		130

ÍNDICE DE TABLAS

Tabla N° 1. Sismos más representativos de la historia	16
Tabla N° 2. Descripción de daños referente a cada nivel de desempeño	32
Tabla N° 3. Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles de desempeño del edificio.....	35
Tabla N° 4. Nivel sísmico de diseño	37
Tabla N° 5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificaciones.....	38
Tabla N° 6. Objetivos de desempeño para edificaciones esenciales / riesgosas	39
Tabla N° 7. Objetivos de desempeño	39
Tabla N° 8. Valores para el factor de modificación del amortiguamiento, k	55
Tabla N° 9. Tipos de comportamiento estructural	56
Tabla N° 10. Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V	57
Tabla N° 11. Niveles de comportamiento estructural.....	61
Tabla N° 12. Operacionalización de variables.....	62
Tabla N° 13. Características de los materiales	66
Tabla N° 14. Secciones de los elementos estructurales.....	66
Tabla N° 15. Cargas vivas mínimas repartidas	68
Tabla N° 16. Resumen de los parámetros sísmicos utilizados	69
Tabla N° 17. Resultados de momento – curvatura y momento – giro viga 1.....	71
Tabla N° 18. Resultados de momento – curvatura y momento – giro viga 2.....	72
Tabla N° 19. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C1-P1	73
Tabla N° 20. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C2-P1	73
Tabla N° 21. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C1-P2	74
Tabla N° 22. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C2-P2	75
Tabla N° 23. Resultados momento – curvatura y momento – giro de P1-P2	75
Tabla N° 24. Resultados momento – curvatura y momento – giro de P3-P2	76
Tabla N° 25. Valores de la curva capacidad módulo A-1 sismo en dirección “X”	87
Tabla N° 26. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-1 sismo en dirección “X”	89
Tabla N° 27. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-1 sismo en dirección “X”.....	90
Tabla N° 28. Coeficientes sísmicos para cada tipo de sismo	90
Tabla N° 29. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-1 sismo en dirección “X”	93
Tabla N° 30. Valores de la curva capacidad módulo A-1 sismo en dirección “Y”	95

Tabla N° 31. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-1 sismo en dirección “Y”	97
Tabla N° 32. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-1 sismo en dirección “Y”	98
Tabla N° 33. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-1 sismo en dirección “Y”	100
Tabla N° 34. Valores de la Curva Capacidad Módulo A-2 sismo en dirección “X”	103
Tabla N° 35. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-2 sismo en dirección “X”	105
Tabla N° 36. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-2 sismo en dirección “X”	105
Tabla N° 37. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-2 sismo en dirección “X”	108
Tabla N° 38. Valores de la curva capacidad Módulo A-2 sismo en dirección “Y”	110
Tabla N° 39. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-2 sismo en dirección “Y”	112
Tabla N° 40. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-2 sismo en dirección “Y”	113
Tabla N° 41. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-2 sismo en dirección “Y”	115

ÍNDICE DE FIGURAS

Figura N° 1. Distribución de las principales placas tectónicas	15
Figura N° 2. Volteo de estructuras por licuefacción de suelos	17
Figura N° 3. Edificio de departamentos colapsado.....	18
Figura N° 4. Cinturón de fuego del pacífico	19
Figura N° 5. Colapso de una edificación en la Universidad Agraria la Molina	19
Figura N° 6. Colapso de la estructura de adobe del colegio mixto San Agustín.....	20
Figura N° 7. Falla de columna corta en la institución educativa Santa Ana - Chíncha.....	21
Figura N° 8. Mapa de zonificación sísmica de acuerdo a la NTE.030.....	21
Figura N° 9. Institución educativa San Ramón antes de su rehabilitación	23
Figura N° 10. Institución Educativa San Ramón después de su rehabilitación.....	23
Figura N° 11. Metodología para la ingeniería basada en el desempeño.....	30
Figura N° 12. Curva capacidad.....	40
Figura N° 13. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis <i>pushover</i>	41
Figura N° 14. Criterio de la rigidez tangente horizontal	42
Figura N° 15. Criterio de las rigideces tangentes	42
Figura N° 16. Criterio de las áreas iguales.....	43
Figura N° 17. Criterio de las áreas iguales bajo la curva.....	43
Figura N° 18. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura	44
Figura N° 19. Momento y curvatura de una sección de concreto armado.....	44
Figura N° 20. Concentración de rótulas en los extremos.....	45
Figura N° 21. Longitud plástica.....	46
Figura N° 22. Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas	46
Figura N° 23. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad.....	48
Figura N° 24. Espectro de pseudo aceleración elástico – norma técnica E.030.....	49
Figura N° 25. Espectro de demanda de la norma peruana.....	49
Figura N° 26. Representación bilineal del espectro de capacidad	51
Figura N° 27. Intersección de espectros en el rango elástico	52
Figura N° 28. Intersección de espectros en el rango inelástico	52
Figura N° 29. Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido.....	54
Figura N° 30. Espectro de respuesta reducido.....	57
Figura N° 31. Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante	59
Figura N° 32. Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos	59
Figura N° 33. Intersección del espectro de capacidad y el EDAV.....	60

Figura N° 34. Sectorización de la curva de capacidad	61
Figura N° 35. Agrietamiento en mampostería	63
Figura N° 36. Toma de medidas de elementos estructurales	64
Figura N° 37. Esclerómetro utilizado para realizar el ensayo	64
Figura N° 38. Ensayo de esclerometría realizado en la edificación	65
Figura N° 39. Área de influencia eje 10, tramo A - B.....	67
Figura N° 40. Propiedades del C° A° para columnas del primer piso módulo A-1.....	70
Figura N° 41. Creación de la sección de columna.....	70
Figura N° 42. Diagrama momento – curvatura de la columna	71
Figura N° 43. Diagrama momento – curvatura y momento – giro viga 1.....	72
Figura N° 44. Diagrama momento – curvatura y momento – giro viga 2.....	72
Figura N° 45. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C1-P1	73
Figura N° 46. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C2-P1	74
Figura N° 47. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C1-P2	74
Figura N° 48. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C2-P2	75
Figura N° 49. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de P1-P2.....	76
Figura N° 50. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de P3-P2.....	76
Figura N° 51. Creación de grilla del módulo A – 1.....	77
Figura N° 52. Definición de materiales y sus propiedades para concretos	78
Figura N° 53. Dimensiones de sección de elemento y tipo de material	79
Figura N° 54. Tipo de análisis y asignación de la distribución del acero.....	79
Figura N° 55. Creación de los elementos en la grilla.....	80
Figura N° 56. Definición de metrado de cargas.....	80
Figura N° 57. Cargas distribuidas por eje	81
Figura N° 58. Caso de carga: carga gravitacional no lineal	82
Figura N° 59. Caso de carga: análisis estático no lineal en X.....	82
Figura N° 60. Espectro de la norma técnica E.030.....	83
Figura N° 61. Parámetros para el método del ATC - 40	84
Figura N° 62. Asignación de rótulas plásticas	84
Figura N° 63. Inicio del análisis del programa SAP2000	85
Figura N° 64. Parámetros para curva capacidad y punto de desempeño	86
Figura N° 65. Secuencia de aparición de rotulas plásticas.....	86
Figura N° 66. Curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "X"	88
Figura N° 67. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "X"	89
Figura N° 68. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-1 sismo en dirección "X"	91
Figura N° 69. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "X" módulo A-1	91
Figura N° 70. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección "X" módulo A-1.....	92

Figura N° 71. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección "X" módulo A-1	92
Figura N° 72. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-1 sismo en dirección "X"	93
Figura N° 73. Rótulas en nivel operacional en el módulo A-1 sismo en dirección "X"	94
Figura N° 74. Rótulas en nivel de seguridad de vida en el módulo A-1 sismo en dirección "X"	94
Figura N° 75. Curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "Y"	96
Figura N° 76. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "Y"	97
Figura N° 77. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-1 sismo en dirección "Y"	98
Figura N° 78. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "Y" módulo A-1	99
Figura N° 79. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección "Y" módulo A-1	99
Figura N° 80. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección "Y" módulo A-1	100
Figura N° 81. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-1 sismo en dirección "Y"	101
Figura N° 82. Rótulas en nivel operacional en el módulo A-1 sismo en dirección "Y"	101
Figura N° 83. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-1 sismo en dirección "Y"	102
Figura N° 84. Curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "X"	103
Figura N° 85. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "X" ...	104
Figura N° 86. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-2 sismo en dirección "X"	106
Figura N° 87. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "X" módulo A-2	106
Figura N° 88. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección "X" módulo A-2	107
Figura N° 89. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección "X" módulo A-2	107
Figura N° 90. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-2 sismo en dirección "X"	108
Figura N° 91. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-2 sismo en dirección "X"	109
Figura N° 92. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-2 sismo en dirección "Y"	109
Figura N° 93. Curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "Y"	111
Figura N° 94. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "Y" ..	112
Figura N° 95. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-2 sismo en dirección "Y"	113
Figura N° 96. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "Y" módulo A-2	114
Figura N° 97. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección "Y" módulo A-2	114
Figura N° 98. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección "Y" módulo A-2	115
Figura N° 99. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-2 sismo en dirección "Y"	116
Figura N° 100. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-2 sismo en dirección "Y"	116

RESUMEN

En el presente trabajo de investigación se evaluó el desempeño sísmico del Módulo “A” de la I.E. San Ramón, dicha edificación tiene una antigüedad de 54 años y fue rehabilitada recientemente, esta estructura se encuentra en la zona sísmica 3 según la clasificación de la Norma Técnica E.030 teniendo una alta probabilidad de ocurrencia de sismo. Estos aspectos hacen necesario determinar el nivel de desempeño sísmico del edificio ante la ocurrencia de un sismo raro. La información fue obtenida en gran parte del expediente técnico de la rehabilitación, en lo referente a materiales, características de fundación, especificaciones técnicas, así como de los planos de construcción, luego algunos de estos datos fueron corroborados en campo. Esta investigación se desarrolló utilizando métodos analíticos, para lo cual se elaboró el modelo estructural del Módulo “A”, el cuál presenta una junta sísmica por lo que se subdividió en Módulo A-1 y A-2. Para estimar la respuesta de la estructura (punto de desempeño) se emplearon técnicas espectrales no lineales, siguiendo la metodología de ATC-40 y la calificación del desempeño de acuerdo a las sugerencias del SEAOC Comité Visión 2000. Los resultados del análisis “*pushover*” mostraron que para un nivel sísmico raro, el cual se encuentra categorizado en base al código establecido por el comité de sismología de California, para el Módulo A-1 en un sismo de dirección X estuvo en el rango de seguridad de vida y un sismo en la dirección Y estuvo en el rango funcional, así mismo el nivel de desempeño del Módulo A-2 en un sismo en dirección X y dirección Y estuvieron en el rango funcional.

ABSTRACT

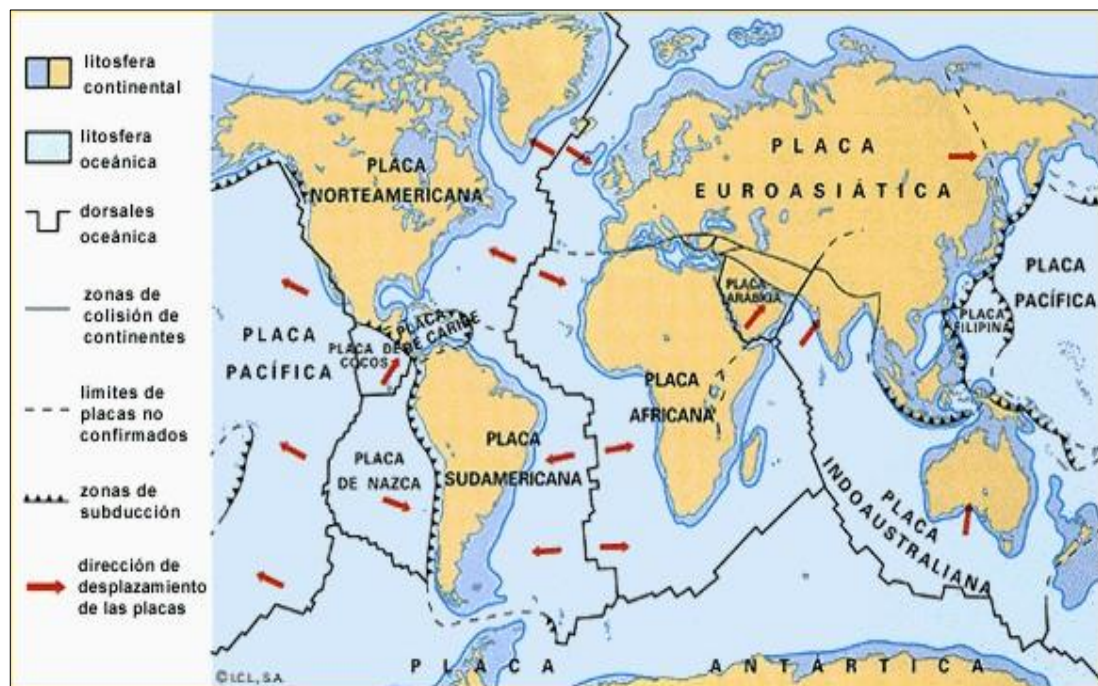
In the present research work, the seismic performance of Module "A" of the I.E. San Ramón, this building has an age of 54 years and was recently rehabilitated, this structure is in seismic zone 3 according to the classification of Technical Standard E.030 having a high probability of occurrence of earthquake. These aspects make it necessary to determine the level of seismic performance of the building before the occurrence of a rare earthquake. The information was obtained largely from the technical file of the rehabilitation, with regard to the materials, characteristics of the foundation, technical specifications, as well as the construction plans, some of these data were corroborated in the field. This research uses analytical methods, for which the structural model of Module "A" was elaborated, which presents a simian joint, so it was subdivided in Module A-1 and A-2. To estimate the response of the structure (performance point), non-linear spectral techniques were used, following the ATC-40 methodology and the performance rating according to the suggestions of the SEAOC Committee Vision 2000. The results of the "pushover" analysis that for a rare seismic level, which is categorized on the basis of the code established by the seismology committee of California, for Module A-1 in an X-direction earthquake was in the range of safety of life and the system in the Y direction it was in the functional range, likewise the level of performance of Module A-2 in a system in X direction and Y direction in the functional range.

CAPÍTULO 1. INTRODUCCIÓN

1.1. Realidad problemática

La actividad sísmica en el planeta es debido a que este se encuentra compuesto por placas tectónicas, las cuales al desplazarse, son las que originan los movimientos sísmicos, este está compuesta por cerca de 13 placas tectónicas Africana, Antártica, Cocos, Nazca, Caribe, Pacífico, Euroasiática, entre otras (ver figura N° 1). Varios fenómenos son los causantes de que la tierra tiemble, dependiendo de estos actualmente se reconocen tres clases de sismos: los sismos de origen tectónico, los de origen volcánico y los artificialmente producidos por el hombre. Siendo más devastadores los sismos de origen tectónico, y por ende los de mayor interés dentro la ingeniería (Goytia & Villanueva, 2001).

Figura N° 1. Distribución de las principales placas tectónicas



Fuente: Wegener, s.f.

La historia sísmica global nos da cuenta de los sismos más importantes ocurridos en los últimos 100 años, en los cuales se pudo ver la necesidad de una mejora estructural debido a las consecuencias y daños que se produjeron, tal como se muestra en la tabla N° 1.

Tabla N° 1. Sismos más representativos de la historia

Fecha	Magnitud	Ciudades o Región	Consecuencias
1906, abril 18	8.3	Estados Unidos: California	700 muertos, llamado "Temblor de San Francisco". Ocasiónó grandes daños; se observaron desplazamientos en el suelo. Después del temblor ocurrieron grandes incendios. Este fue el primer terremoto estudiado con detalle.
1906, agosto 16	8.6	Chile Valparaíso, Santiago	20.000 muertos
1908, diciembre 28	7.5	Italia: Regio	29.980 muertos
1920, diciembre 16	8.5	China Kansu y Stransi	200.000 muertos
1923, septiembre 1	8.3	Tokio Yokojawa	99.330 muertos, conocido como el terremoto de Kwanto. Tuvo desplazamientos de hasta 4.5 m y le sucedieron grandes incendios.
1927, mayo 22	8	China Nan Shan	200.000 muertos, grandes fallas, se sintió hasta Pekín.
1935, mayo 30	7.5	Paquistán Quetta	30.000 muertos, la ciudad de Quetta fue totalmente destruida.
1939, junio 25	8.3	Chile	28.000 muertos
1939, diciembre 26	7.9	Turquía Erzincan	30.000 muertos, se detectaron movimientos oscilatorios de 3.7 m de desplazamiento con movimientos trepidatorios menores.
1960, febrero 29	5.8	Marruecos Agadir	De 10.000 a 15.000 muertos, es uno de los temblores que más muertes ha ocasionado a pesar de ser baja su magnitud.
1960, mayo 22	8.5	Chile Concepción Valparaíso	De 6.000 a 10.000 muertos, causó muchas víctimas y grandes daños en Concepción y áreas circunvecinas, dejando cerca de 2.000.000 de damnificados y daños cuantificados en más de 300 millones de dólares. Produjo un maremoto que causó daños en Hawái y Japón.
1964, marzo 28	9.2	Alaska Anchorage	173 muertos, destrucción en Alaska. Se abrieron grietas en las carreteras y los vehículos en movimiento fueron sacados de su curso. Se estimó en 129 500 kilómetros cuadrados el área de daños y produjo un maremoto registrado en las costas de Hawái. Se quebrantó seriamente la economía de Alaska.
1970, mayo 31	7.7	Perú: Huara, Chimbote, Yungay	De 50.000 a 70.000 víctimas, derrumbes e inundaciones. La peor catástrofe registrada en Perú por un terremoto en este siglo.
1972, diciembre 23	5.6 6.2	Nicaragua Managua	De 4.000 a 6.000 muertos, miles de heridos. La ciudad de Managua fue casi totalmente destruida.
1976, febrero 4	6.2 7.5	Guatemala Guatemala	3.000 muertos y se calculan 76.000 heridos.
1976, agosto 27	6.3 7.9	China Noreste	655.237 muertos cerca de 800.000 heridos y daños en el área de Tanshan. Este terremoto fue probablemente el más mortífero de los últimos 4 siglos y el 2º más fuerte que registra la historia moderna.
1978, septiembre 16	7.7	Iran	De 11.000 a 15.000 muertos, muchos heridos y daños considerables en Bozonabad y áreas circunvecinas.
1984, octubre	7.1	Estados Unidos San Francisco	El sismo azotó el área de la bahía entera de San Francisco causando daños tremendos en las edificaciones del distrito de Marina. El sismo causó el colapso de la autopista de Oakland y parte del puente de la Bahía de San Francisco.
1994, enero 17	6.6	Estados Unidos	Aprox. 76 muertos, sentido en el sureste de Estados Unidos y noroeste de México. Grandes daños en obras civiles y particulares. Las ciudades más dañadas fueron los Ángeles y Santa Mónica, California.

Fuente: Goytia & Villanueva, 2001.

Según lo expuesto anteriormente en los terremotos ocurridos en países como Japón, México, Estados Unidos, entre otros, las fallas que se produjeron en las estructuras fueron diferentes en cada movimiento sísmico, teniendo cada una sus propias características.

El sismo ocurrido en Japón – Kobe (1995) tuvo una magnitud de 6.8 en la escala de Richter, dejando alrededor de 400,000 edificios y viviendas dañadas, Esta cifra incluye 100,209 completamente colapsadas, 107,074 parcialmente colapsadas, 183,436 con daño parcial y 5,864 destruidas por el fuego (Cantos, 2013).

Las estructuras residenciales carecían de refuerzo lateral por lo que se produjeron daños significativos y en algunos casos el colapso, así mismos edificios mayores a cinco pisos con una antigüedad mayor a 20 años colapsaron en el quinto nivel debido a que su antigua norma indicaba que la estructura fuera más débil a partir del quinto nivel por la poca capacidad de esta. Otra causa fue la licuefacción de suelos, la cual ocasionó el volteo de las estructuras debido a que éstas se encontraban en suelos de baja densidad, ver figura N° 2 (Masias, s.f.).

Figura N° 2. Volteo de estructuras por licuefacción de suelos



Fuente: The National Academies Press, 2003.

En el terremoto de México (1985) los daños estructurales que se produjeron fueron elevados, del total de edificaciones dañadas resultaron afectadas 1,294 escuelas (46%), 1,133 edificios

particulares (40%), 123 oficinas públicas (4.3%), 49 centros hospitalarios y de salud (2%) viéndose principalmente afectadas estructuras educacionales (Cruz & Rojas, 1996).

Figura N° 3. Edificio de departamentos colapsado



Fuente: Gettyimages, s.f.

El borde occidental de América del Sur se caracteriza por ser una de las regiones sísmicamente más activas en el mundo. El Perú forma parte de esta región y su actividad sísmica más importante está asociada al proceso de subducción de la placa oceánica bajo la placa continental, generando terremotos de magnitud elevada con relativa frecuencia (Tavera & Buforn, 1998).

Según el párrafo anterior anteriormente Perú se encuentra en una zona altamente sísmica denominado cinturón de fuego del pacífico, el cual está compuesta por las placas tectónicas de Cocos, Pacífico, Nazca, Filipinas, entre otras, ver figura N° 4.

Figura N° 4. Cinturón de fuego del pacífico



Fuente: Piñones, 2012.

El terremoto de Pisco-Ica (2007) de magnitud 7.0 en la escala de Richter, fue el último terremoto de gran magnitud que sacudió al Perú luego del terremoto de 1974 registrado en Lima de magnitud 7.6, el cuál dejó cuantiosos daños en la infraestructura en general, así como la pérdida de vidas, las estructuras de adobe y quincha colapsaron así mismo las estructuras de concreto armado sufrieron daños severos, a diferencia de estos el colegio Reina de los Ángeles y la Universidad Agraria colapsaron debido a problemas con la estabilidad o la compatibilidad de suelos, ver figura N° 5 (Orrego, 2010).

Figura N° 5. Colapso de una edificación en la Universidad Agraria la Molina



Fuente: Orrego, 2010.

El terremoto de Pisco dejó a dicha ciudad destruida casi en su totalidad, dejando un saldo de 434 mil 614 personas damnificadas, 221 mil 60 personas afectadas, 596 fallecidos, un total de 93 mil 708 viviendas entre destruidas e inhabitables, con pérdidas millonarias en daños materiales, infraestructura educativa, de salud, transportes, agricultura entre otros que interrumpieron el normal desarrollo de la zona (INDECI, 2009).

Las edificaciones existentes en la zona eran de adobe, quincha y concreto armado, el mayor daño ocurrió en aquellas de adobe ya que estas no cuentan con ningún refuerzo fallando frágilmente debido a que la baja resistencia a la tracción del adobe y la ausencia de un diafragma rígido producen una falla de amarre entre muros lo que produce el colapso (ver figura N° 6), las edificaciones de Quincha son las que sufrieron menos daño debido a que son más livianas a comparación de las de adobe lo cual permite que sea más flexible, están conformadas por postes y vigas de madera cubiertos con caña y los techos poseen vigas de madera lo cual la hace un poco más resistente al sismo, las edificaciones de concreto armado también sufrieron daños y algunos de ellas colapsaron, las fallas que se pudieron apreciar fueron por piso blando, golpeteo, columna corta, entre otras ver figura N° 7 (Urteaga, 2010).

Figura N° 6. Colapso de la estructura de adobe del colegio mixto San Agustín



Fuente: Urteaga, 2010.

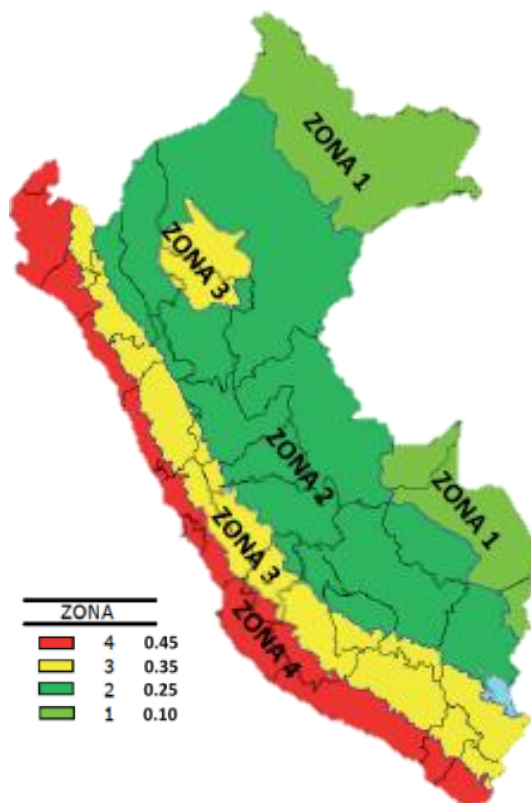
Figura N° 7. Falla de columna corta en la institución educativa Santa Ana - Chinchá



Fuente: Urteaga, 2010.

Según la Norma Técnica E.030, diseño sismorresistente, el Perú está dividido en cuatro zonas sísmicas y Cajamarca se ubica en la zona 3, que corresponde a la zona de alta sismicidad (ver figura N° 8). El factor de zona $Z = 0.35$.

Figura N° 8. Mapa de zonificación sísmica de acuerdo a la NTE.030



Fuente: SENCICO (RNE), 2016.

En la ciudad de Cajamarca en las últimas décadas no han ocurrido sismos de gran intensidad, sin embargo, debido a su formación geológica, naturaleza de sus suelos y presencia volcánica, existe una gran probabilidad de ocurrencia de sismos, cuyos efectos se amplificarían por las características de sus suelos, es por esto que se la considera zona de silencio sísmico (Mosqueira, 2012).

Ante la constante actividad sísmica la ingeniería ha ido avanzando a medida del paso de los años, mejorando continuamente su diseño sismorresistente el cual tiene como objetivo principal evitar colapsos de estructuras durante sismos de gran intensidad que se presentan durante la vida útil de estas estructuras y que además éstas no presentan daños de consideración durante sismos moderados, es decir aquellos que son frecuentes en la mencionada vida útil. Sin embargo, el comportamiento observado de estructuras durante sismos de distintas características en diversas partes del mundo sugiere que estos objetivos no se han alcanzado de manera satisfactoria. El mal desempeño sísmico de estructuras sismorresistentes modernas durante eventos sísmicos recientes ha puesto en evidencia que la confiabilidad del diseño sísmico no solo era menor que la que se esperaba, sino que presenta grandes inconsistencias entre estructuras que tienen un mismo sistema estructural, lo cual ha enfatizado la necesidad de replantear las metodologías actuales de diseño sísmico (Viera, 2004).

En este sentido, se ha impulsado una serie de propuestas para la evaluación y diseño de edificaciones basadas en los conceptos de desempeño sísmico, donde la aceptación de los diferentes niveles de daños se determina basado en la frecuencia con los cuales estos daños ocurren y en las consecuencias que tienen sobre los usuarios y la comunidad. Dentro de esta concepción, identificada o definida con un diseño basado en el desempeño sísmico, se engloban aquellas metodologías según las cuales los criterios estructurales se expresan en términos de determinados niveles de desempeño esperados. Entre las principales propuestas que impulsan el desarrollo de estos conceptos destacan las recomendaciones del Comité VISION 2000 (SEAOC, 1995) y las propuestas del ATC-40 (1996) (Salvador, 2002).

Es por esto que un análisis y diseño adecuado es muy importante debido a que un evento sísmico de gran magnitud podría ocasionar daños en las edificaciones así como pérdidas económicas y de vidas humanas, es aún más indispensable e importante realizar un análisis en aquellas edificaciones donde su tiempo de vida ha excedido los 20 años como lo son las edificaciones del centro histórico e instituciones educativas antiguas en la ciudad de Cajamarca.

La I.E. San Ramón tiene una antigüedad de más de 20 años superando así su vida útil albergando a una gran cantidad de estudiantes, docentes y personal administrativo, dicha institución fue construida en base a la norma técnica antigua en la cual no se consideraba un diseño sísmico obligatorio, actualmente cuenta con módulos recientemente construidos tanto para el nivel primario como secundario así como módulos rehabilitados en este último como es el caso de los módulos A, B y C, los cuales se encuentran basados en la norma técnica del año 2006. Por tal motivo se optó por realizar el estudio de uno de los módulos rehabilitados (módulo A) del cual se realizó el análisis de desempeño sísmico de la edificación frente a un evento sísmico en la ciudad de Cajamarca tomando la propuesta del comité VISION2000, pudiendo determinar y predecir así el comportamiento que tendrá dicha edificación frente a un evento sísmico.

Figura N° 9. Institución educativa San Ramón antes de su rehabilitación



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 10. Institución Educativa San Ramón después de su rehabilitación



Fuente: Elaboración propia, 2017.

1.2. Formulación del problema

¿Cuál es el nivel de desempeño sísmico del módulo “A” de la I.E. San Ramón en la ciudad de Cajamarca, ante la ocurrencia de un sismo raro?

1.3. Justificación

El módulo “A” de la I.E. San Ramón se encuentra en una zona de alto riesgo sísmico, además esta edificación esencial presenta una antigüedad de 54 años, por lo que ante la ocurrencia de un sismo raro puede presentar un gran peligro para sus ocupantes (alumnos, docentes y público en general). Es por esto que el presente trabajo de investigación está enfocado a determinar el comportamiento de esta edificación ante la ocurrencia de sismos, así mismo predecir posibles fallas en los elementos estructurales y determinar el estado en el que la estructura quedará.

Con el desarrollo de esta investigación se pretende dar mayor importancia al análisis y diseño de estructuras por desempeño sísmico, ya que esta filosofía nos permitirá conocer el comportamiento estructural, durante un movimiento sísmico, en edificaciones existentes y futuras evitando así pérdidas económicas y humanas.

También se justifica académicamente, pues la presente investigación muestra metodologías y procedimientos para un nuevo método de análisis sismorresistente aplicando las condiciones de la norma técnica peruana E.030 vigente, asimismo, se detalla el procedimiento realizado en el programa de análisis estructural SAP2000 v19.

1.4. Limitaciones y delimitaciones

Limitaciones

Las limitaciones de esta investigación fueron que la edificación elegida está actualmente en uso y no se pudo realizar un ensayo más preciso como el destructivo para obtener testigos de diamantina, además en la ciudad de Cajamarca no se pueden realizar otro tipo de ensayos no destructivos de mayor precisión, pues no se cuentan con los equipos necesarios. Sin embargo, se dispuso del expediente técnico de la rehabilitación de la I.E., el cual contiene los ensayos de diamantina realizados, estos datos fueron utilizados para complementar lo obtenido de los ensayos de Esclerometría.

Delimitaciones

Las delimitaciones que se tiene para el desarrollo de esta investigación fueron que no se realizó ensayos en el acero de los elementos estructurales en la edificación, sin embargo, sí

se realizó ensayos en el concreto para la obtención de la resistencia a compresión (f'_c) actual de los elementos estructurales.

1.5. Objetivos

1.5.1. Objetivo general

Determinar el nivel de desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón ante la ocurrencia de un sismo raro.

1.5.2. Objetivos específicos

- a. Determinar la capacidad estructural de la edificación, mediante un análisis estático no lineal (análisis PUSHOVER).
- b. Determinar el punto de desempeño sísmico mediante el método espectro capacidad – demanda.

CAPÍTULO 2. MARCO TEÓRICO

2.1. Antecedentes

Del Re (2006) en su tesis de maestría, "Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado", analizó el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado. En lo cual analizó una escuela compuesta estructuralmente por pórticos de concreto armado derrumbada por el terremoto de Cariaco del año 1997 en el país de Venezuela, en la cual analizó el comportamiento no-lineal de la estructura y desempeño estructural utilizando los métodos ATC-40, FEMA-356 y MPA, concluyendo así que el método MPA es el que suministra una mejor estimación de la demanda sísmica comparándolo así los diversos desplazamientos obtenidos en cada uno de los métodos y determinando que para el rango determinado la estructura ya ha alcanzado el colapso.

Viera (2004) en su tesis de maestría, "Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado", concluyó que cuando el esfuerzo generado en el armazón de la estructura está dentro del límite de elasticidad, no se producen grandes daños, pero cuando el esfuerzo sobrepasa este límite en algunas partes, los daños se hacen severos. Las propiedades elástico-geométricas de los elementos estructurales y no estructurales varían al presentarse comportamiento inelástico. Es importante la incorporación del efecto carga – deformación, en el análisis sísmico debido a que la capacidad resistente disminuye en el rango inelástico. El espectro de demanda es la base con la cual el ATC-40 o cualquier otro modelo de reducción del espectro elástico, obtiene el desplazamiento lateral máximo de una estructura trabajando con el espectro de capacidad – demanda. La pendiente del espectro de capacidad representa el período de vibración de la estructura para el modo para el cual se ha obtenido el espectro.

Nigel (2000) en el artículo científico, "Performance based seismic design", indicó que actualmente hay una evaluación intensiva de las implicaciones de los estados límite de rendimiento para el diseño sísmico de la estructura. En el debate actual, la mayoría de los procedimientos de diseño sugeridos requieren la adición de una verificación de desplazamiento, o daño, a un procedimiento de diseño esencialmente basado en la fuerza. Estos enfoques tienen la ventaja de mantener los pasos de diseño familiares y se han implementado en algunos procedimientos de diseño durante muchos años. Se ha desarrollado un enfoque alternativo basado en el diseño para lograr un nivel específico de deformación o rendimiento de deriva bajo una intensidad sísmica específica. Se demostró que esto es muy simple de aplicar y debería dar como resultado niveles uniformes de riesgo sísmico. Se pueden esperar diferencias significativas en el desempeño sísmico de las

estructuras diseñadas para este enfoque cuando se comparan con los enfoques convencionales basados en la fuerza / control de desplazamiento.

Carrillo (2007) en el artículo científico, “Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño”, precisó que las revisiones de estructuras antiguas (evaluación de la vulnerabilidad sísmica) se realizan basados en criterios simplificados que se incluyen en los códigos de diseño. Sin embargo, por medio de dichos procedimientos no es posible estimar adecuadamente el comportamiento de la estructura frente a las nuevas demandas sísmicas, ya que estos se fundamentan en la utilización de factores a partir de los cuales se estima comportamiento inelástico de la estructura. En la mayoría de los casos, estos procedimientos son bastante conservadores, arrojando resultados que obligan a la rehabilitación en términos tanto de resistencia, como de la flexibilidad de la estructura. Por medio de un procedimiento basado en diseño por desempeño, es posible estimar de una forma más realista las demandas sísmicas locales y globales en una estructura. De esta manera se pueden tomar decisiones más acertadas sobre la necesidad de llevar a cabo un reforzamiento en una estructura particular. Lo anterior puede tener como resultado, la disminución o la eliminación de los costos de la rehabilitación estructural, necesaria para cumplir con las nuevas demandas sísmicas estipuladas en un código de diseño.

Albarracin y Gallo (2010) en su tesis, “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos”, concluyeron que el control de la deriva lateral de los edificios, tiene por objetivo limitar las demandas de ductilidad a niveles que aseguren su sobrevivencia en terremotos fuertes. La Norma Técnica de Edificaciones NTE-030 es una de las más exigentes en el control de los desplazamientos laterales, no solo por sus procedimientos de cálculo de desplazamientos, sino además por el límite mismo de la deriva. El límite de deriva impuesto por la actual NTE-030 conduce a edificios de pórticos que, de acuerdo a estudios teóricos recientes, tendrían un comportamiento adecuado aun en sismos extremos; sin embargo, las dimensiones de los elementos estructurales necesarios, harían inviable el proyecto arquitectónico.

Fajardo (2012) en su tesis, “Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del espectro de capacidad”, concluyó que el análisis sísmico tradicional basado en fuerzas, si bien resulta práctico, en muchos casos puede llevar a conclusiones que distan mucho del comportamiento real. Esto finalmente se puede traducir en pérdidas económicas y quizá de vidas humanas. Hasta la fecha, los avances en la técnica y metodologías aplicadas al análisis y diseño de las estructuras apuntan a considerar, cada vez más, al comportamiento no-lineal para la determinación de la “capacidad estructural” de las edificaciones. Los métodos de análisis no-lineales simplificados ayudan a tener una idea sobre el desempeño de la estructura, el nivel de daño y la localización

del mismo. Para determinar de manera adecuada la demanda a la que una estructura estaría sujeta a tener información esencialmente referida a las condiciones de sitio. Sin embargo, para la reducción del espectro de demanda también será necesario tener conocimiento de las características de la estructura.

Allauca (2006) en su tesis, “Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones”, concluyó que la mayoría de metodologías y códigos de diseño sísmico de edificaciones, incluidas las normas peruanas, consideran un solo nivel de amenaza sísmica para el cual la edificación no debería colapsar pero no tienen un esquema de verificación del comportamiento ante sismos más frecuentes pero menos severos. En tal sentido es importante desarrollar el estudio del desempeño sísmico de las edificaciones aporticadas en el Perú ante diferentes niveles de amenaza sísmica. El desplazamiento y la aceleración máxima de la respuesta estructural están relacionados entre sí por las características de resistencia y rigidez lateral del edificio plasmadas en el espectro de capacidad. De este modo la respuesta estructural máxima corresponde a un punto del espectro de capacidad denominado “punto de demanda”, el cual representa la respuesta estructural. En líneas generales para obtener el punto de demanda se emplean procedimientos que usan tanto el espectro de capacidad de la estructura como una representación de la demanda sísmica mediante espectros denominados de demanda.

Chunque (2013) en su tesis, “Nivel de desempeño sísmico del edificio “A” de la Universidad Privada del Norte – sede Cajamarca”, concluyó que al someter una estructura a una fuerza, cuya intensificación es controlada y gradualmente creciente, esta se deflexa de tal modo que a partir de cierto nivel de fuerza comienza a producir fallas locales producto de plastificaciones. La curva de capacidad grafica dicha deformación lateral medida en el último nivel versus el corte basal acumulado de la estructura. La forma de la curva está definida por la naturaleza de la fuerza incremental, además de la capacidad resistente de los componentes individuales, afecta también la configuración estructural, ya que de ella depende la adecuada distribución de esfuerzos y la posibilidad de la estructura para redistribuirlos y de esta manera agotar la capacidad de todos los elementos resistentes de ser posible.

Merino (2013) en su tesis, “Desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca”, determinó que el nivel de desempeño describe un estado límite de daño. Representa una condición límite o tolerable establecida en función de los posibles daños físicos sobre la edificación, la amenaza sobre la seguridad de los ocupantes de la edificación inducidos por estos daños y la funcionalidad de la edificación posterior al terremoto. El nivel de desempeño es una expresión de la máxima extensión del daño, donde se considera tanto la condición de los elementos estructurales como la de los elementos no

estructurales y su contenido, relacionado con la función de la edificación. Los niveles de desempeño suelen expresarse en términos cualitativos de significación pública (impacto en ocupantes, usuarios, etc.) y en términos técnicos ingenieriles para el diseño o evaluación de edificaciones existentes (extensión del deterioro, degradación de los elementos estructurales o no estructurales, etc.).

“Las edificaciones educativas tradicionales y antiguas tienen vulnerabilidad sísmica alta, debido a su configuración estructural típica, falta de junta sísmica y poca rigidez en una dirección.” (Mosqueira, 2012). Las edificaciones educativas son muy importantes debido al uso que se les da, sin embargo al ser antiguas presentan una alta vulnerabilidad sísmica, es por esto que es importante realizar una evaluación a su desempeño sísmico.

2.2. Bases teóricas

2.2.1. Diseño sísmico basado en desempeño (performance based seismic design)

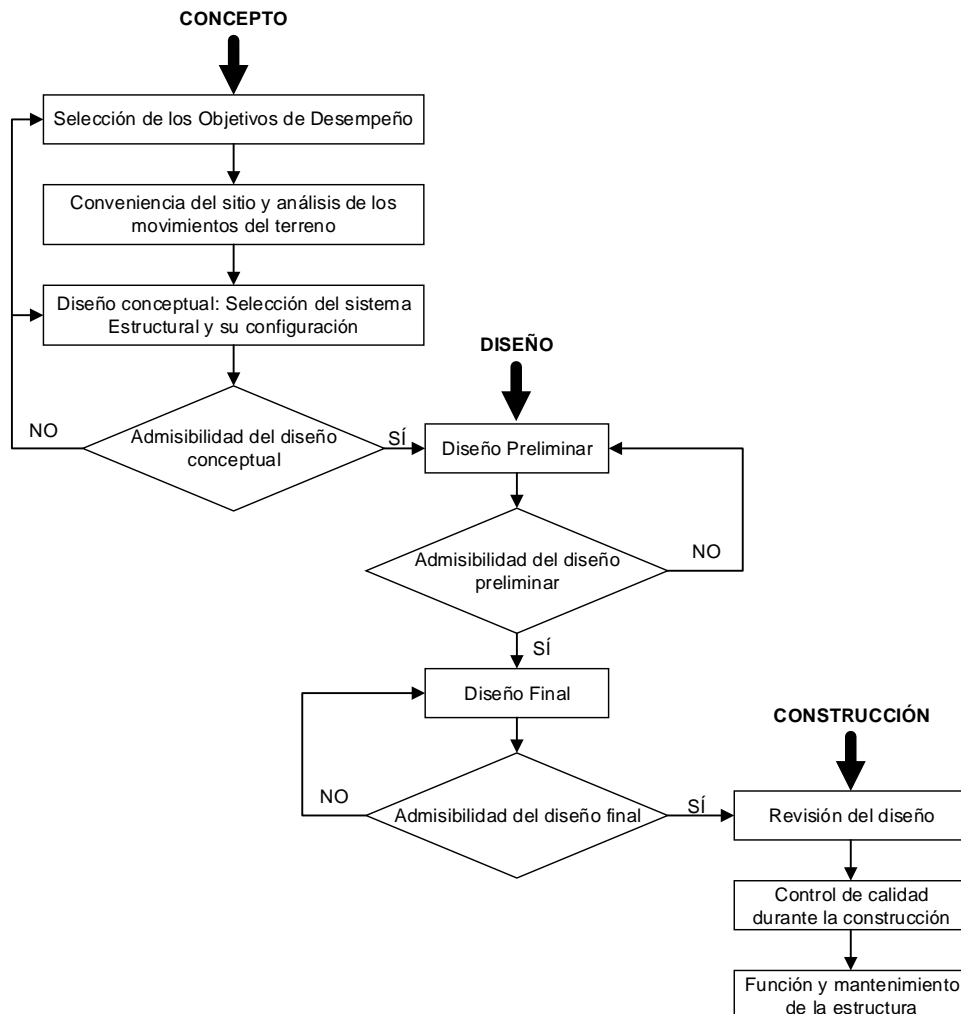
El concepto de diseño por desempeño va más allá de evitar el colapso de una estructura frente a un sismo de diseño. En esta metodología también se tienen en cuenta otros aspectos que pueden implicar la inutilización de la edificación debido a desplazamientos permanentes y/o graves daños en elementos no estructurales, el criterio actual de diseño sísmico basado en el desempeño también controla el comportamiento estructural, con el objeto de asegurar un desempeño adecuado acorde con la funcionalidad e importancia de la edificación. No se debe olvidar, que estos elementos pueden representar gran parte del costo total de una edificación (Carrillo, 2007).

El diseño basado en el desempeño sísmico consiste en la selección de esquemas de evaluación apropiados que permitan el dimensionado y detalle de los componentes estructurales, no estructurales y contenidos. (Bertero, 1997).

El diseño sísmico por desempeño, en su concepción actual, se define como la selección de criterios de diseño, sistemas estructurales apropiados, configuración, aseguramiento y detallado para sus componentes estructurales y no estructurales, y el aseguramiento y control de la calidad de la construcción y mantenimiento a largo plazo, tal que, para un nivel de movimiento del terreno dado con niveles definidos de confiabilidad, la estructura no se dañará más allá de ciertos estados límites u otros estados de utilidad (Structural Engineers Association of California, 1999).

La Figura n° 11 muestra un diagrama de la metodología de la ingeniería basada en el desempeño.

Figura N° 11. Metodología para la ingeniería basada en el desempeño



Fuente: Structural Engineers Association of California, 1999.

2.2.2. Nivel de desempeño sísmico

El objetivo de determinar el nivel de desempeño de una estructura es concluir cual es el estado de daño que esta tiene frente a un movimiento sísmico, dicho nivel está en función de los posibles daños físicos a la edificación, así como el nivel de seguridad de los ocupantes durante el sismo y la funcionalidad de la edificación posterior al movimiento sísmico. El nivel de desempeño es usado para comprobar que la edificación (elementos estructurales y no-estructurales) tenga un adecuado comportamiento según los límites propuestos.

2.2.2.1. Propuesta del Nivel de Desempeño según SEAOC

El comité VISION 2000 fue establecido por la Asociación de Ingenieros Estructurales de California teniendo como objetivo el desarrollo de

procedimientos de diseño que tengan como resultado estructuras de desempeño sísmico predecible. Para esto el comité define 4 niveles de desempeño los cuales hacen referencia a la operabilidad que puede tener una estructura luego de un sismo, estos niveles los define de la siguiente manera:

a. Operacional

En este nivel la estructura no ha sufrido daño alguno permaneciendo totalmente segura para sus habitantes, el retorno a su operabilidad es inmediata, ya que todos los servicios se encuentran funcionales y disponibles para su uso. La estructura no requiere de reparación alguna.

b. Funcional

En este nivel la estructura ha sufrido un daño leve en los elementos estructurales, así como un daño moderado en elementos no estructurales; sin embargo, no compromete su operabilidad por lo que puede ser ocupada inmediatamente con una interrupción menor o parcial en servicios no esenciales debido a los daños en algunos contenidos y componentes no estructurales. La estructura requiere de reparaciones menores para continuar con su correcta operabilidad.

c. Seguridad de vida

En este nivel la estructura ha sufrido un daño de moderado a extensivo en elementos estructurales con elementos no estructurales incluidos y otros elementos de la construcción, lo cual ha reducido la rigidez y la capacidad de soportar cargas adicionales en la estructura, la seguridad de vida se encuentra sustancialmente protegida, pero la operabilidad de la estructura no es inmediata debido a que los daños producidos demandan de una rehabilitación de la estructura.

d. Pre – Colapso

En este nivel la estructura ha sufrido un daño severo en elementos estructurales y no estructurales, perdiendo la rigidez lateral y capacidad estructural aproximándose a un colapso lo que compromete a la estabilidad de la estructura poniendo en riesgo la seguridad de las personas que habitan en ella. La reparación no es factible desde el punto de vista económico debido a los daños que se han producido.

El comité VISION 2000 en su informe presentado realizó una descripción de los estados de daño referente a los niveles de desempeño antes descritos para las edificaciones tanto para los componentes estructurales como no estructurales. Lo cual se puede observar en la tabla N° 2.

Tabla N° 2. Descripción de daños referente a cada nivel de desempeño

Estado de daño	Nivel de desempeño	Descripción de los daños
Despreciable	Operacional	Daño estructural y no estructural despreciable o nulo. Los sistemas de evacuación y todas las instalaciones continúan prestando sus servicios
Leve	Funcional	Agrietamiento en elementos estructurales. Daño entre leve y moderado en contenidos y elementos arquitectónicos. Los sistemas de seguridad y evacuación funcionan con normalidad.
Moderado	Seguridad de vida	Daños moderados en algunos elementos. Pérdida de resistencia y rigidez del sistema resistente de cargas laterales. El sistema permanece funcional, algunos elementos no estructurales y contenidos pueden dañarse. Puede ser necesario cerrar el edificio temporalmente.
Severo	Pre-Colapso	Daños severos en elementos estructurales. Fallo de elementos secundarios, no estructurales y contenidos. Puede ser necesario llegar a demoler el edificio.
Completo	Colapso	Pérdida parcial o total del soporte. Colapso parcial o total. No es posible la reparación.

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

2.2.2.2. Propuesta del nivel de desempeño según ATC – 40

El ATC – 40 en 1996 definió varios niveles de desempeño estándar para sistemas estructurales y no estructurales y varias combinaciones comúnmente utilizadas de niveles estructurales y no estructurales denominados niveles de desempeño para estructuras. Un nivel de desempeño describe una condición de daño limitante, que puede considerarse satisfactoria para un edificio y un movimiento de terreno dado. Los niveles de desempeño para los sistemas estructurales y no estructurales se especifican independientemente. Los niveles de desempeño estructural reciben nombres y designaciones numéricas, mientras que los niveles de rendimiento no estructural son nombres y designaciones de letras.

a. Niveles de desempeño para elementos estructurales

Los niveles y los rangos de desempeño estructural tienen asignado un título y, para facilitar la referencia, un número. Se abrevia SP-n (donde n es el número designado). Los niveles de desempeño estructural: ocupación inmediata, seguridad y estabilidad estructural son estados discretos de daños y se pueden usar directamente en los procedimientos de evaluación y reforzamiento para definir criterios técnicos. Las otras designaciones de rendimiento estructural – control de daños, seguridad limitada y Nn considerado – son puntos de partida importantes en el esquema de numeración para permitir una referencia directa a la amplia variedad de niveles de desempeño de edificaciones.

- **Ocupación inmediata, SP – 1:** nivel de daño estructural casi nulo, el sistema resistente de cargas laterales y verticales conserva casi todas sus características y capacidades previas al sismo. No se presentan víctimas mortales por fallas estructurales y la estructura funciona con normalidad.
- **Daño controlado, SP – 2:** corresponde a un rango de estados de daños entre SP – 1 y SP – 3. Proporciona una referencia para situaciones en las sea necesario limitar el daño estructural sobre el nivel de seguridad.
- **Seguridad, SP – 3:** los daños después del sismo pueden ser significativos a la estructura, pero aún queda margen contra el colapso total o parcial. Pueden producirse algunos heridos tanto en el interior como en el exterior, sin embargo el riesgo de la vida de los ocupantes debido a un fallo de los elementos estructurales es muy bajo. Es posible que sea necesario reparar la estructura antes de ser ocupada de nuevo, siempre y cuando sea factible y rentable desde el punto de vista económico.
- **Seguridad limitada, SP – 4:** corresponde a un estado de daño entre los niveles de seguridad y estabilidad estructural, en el que algunas partes de la estructura pueden requerir un reforzamiento para poder garantizar el nivel de seguridad.
- **Estabilidad estructural, SP – 5:** este nivel corresponde al estado en el cual el sistema estructural está muy cerca de experimentar un colapso parcial o total. Se producen daños sustanciales, pérdida de rigidez y resistencia en los elementos estructurales. A pesar de que el sistema de cargas verticales continua funcionando, hay un alto riesgo de que se produzca el colapso por causa de posibles replicas. Es muy probable que

los daños en las estructuras más antiguas sean técnica y económicamente irreparables.

- **No considerado, SP – 6:** este no es un nivel de desempeño, pero proporciona una referencia para situaciones en las que solo se realiza una evaluación sísmica no estructural o realizar un reforzamiento.

b. Niveles de desempeño para elementos no – estructurales

A los niveles de desempeño no estructural se les asigna un título y una letra, se abrevia NP-n (donde n es la letra designada). Los niveles de desempeño no estructural - operacional, ocupación inmediata, seguridad y amenaza reducida - son estados discretos de daños y pueden usarse directamente en los procedimientos de evaluación y rehabilitación para definir criterios técnicos.

- **Operacional NP – A:** los elementos no estructurales, maquinarias y sistemas del edificio continúan en su sitio y funcionando con normalidad después del sismo.
- **Ocupación inmediata NP – B:** a pesar de que los elementos no estructurales y sistemas permanecen en su sitio, pueden presentarse algunas interrupciones en el funcionamiento de las maquinarias y equipos. Algunos servicios externos pueden no estar disponibles, aunque esto no compromete la ocupación del edificio.
- **Seguridad NP – C:** pueden presentarse daños severos en algunos elementos no estructurales tanto dentro como fuera del edificio, sin que se llegue al colapso, ni se ponga en peligro la seguridad de los ocupantes. Los sistemas, equipos y maquinaria pueden verse seriamente afectados, requiriendo, en algunos casos, ser reparados o, en el peor de los casos, reemplazados.
- **Amenaza reducida NP – D:** se presentan daños severos en elementos no estructurales, contenidos y sistemas, pero sin llegar al colapso o al fallo de grandes elementos, como por ejemplo parapetos y muros exteriores de mampostería, entre otros, que puedan ocasionar heridas a grupos de personas.
- **No considerado NP – E:** no es un nivel de desempeño y se usa para indicar que no se han evaluado los elementos no estructurales, a menos que tengan un efecto directo sobre la respuesta estructural, como por ejemplo los muros de mampostería de relleno o las particiones.

c. Niveles de desempeño para estructuras

Las combinaciones del nivel de desempeño estructural y no estructural forman un nivel de desempeño global del edificio, para describir por completo el estado de daño límite deseado para un edificio. Las posibles combinaciones se muestran en la tabla N° 3, entre ellas es posible distinguir cuatro niveles de desempeño fundamentales para una estructura, los cuales han sido resaltados y se describen a continuación:

Tabla N° 3. Combinaciones de niveles de desempeño estructural y no estructural para formar niveles de desempeño del edificio

Niveles Para Elementos No Estructurales	Niveles de Desempeño para Estructuras					
	Niveles de Desempeño Para Elementos Estructurales					
	SP – 1 Ocupación Inmediata	SP – 2 Daño controlado	SP – 3 Seguridad	SP – 4 Seguridad limitada	SP – 5 Estabilidad estructural	SP – 6 No considerado
NP – A Operacional	1 – A Operacional	2 – A	NR	NR	NR	NR
NP – B Ocupación inmediata	1 – B Ocupación inmediata	2 – B	3 – B	NR	NR	NR
NP – C Seguridad	1 – C	2 – C	3 – C Seguridad	4 – C	5 – C	6 – C
NP – D Amenaza reducida	NR	2 – D	3 – D	4 – D	5 – D	6 – D
NP – E No considerado	NR	NR	3 – E	4 – E	5 – E Estabilidad estructural	No Aplica

Legenda

	Niveles de desempeño para Estructuras más comunes
	Otras posibles combinaciones
	Combinaciones no recomendadas

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

- **Operacional 1 – A:** los daños estructurales son limitados y los daños en los sistemas y elementos no estructurales no impiden que la estructura continúe funcionando con normalidad después del sismo. Adicionalmente, las reparaciones que son necesarias no impiden la ocupación del edificio, por lo cual este nivel se asocia con un estado de funcionalidad.
- **Ocupación inmediata 1 – B:** corresponde al nivel de desempeño más utilizado para estructuras esenciales, como es el caso por ejemplo de los hospitales. Se espera que los diferentes espacios y sistemas de la estructura puedan seguir siendo utilizados después del sismo, a pesar de que pueden ocurrir algunos daños en los contenidos. Se mantiene la seguridad de los ocupantes.

- **Seguridad 3 – C:** la probabilidad de pérdidas de vidas humanas es prácticamente nula. Este nivel corresponde al desempeño esperado de la estructura con la aplicación de los códigos corrientes. Se presentan daños limitados en los elementos estructurales y algunos elementos no estructurales como acabados y fachadas, entre otros, pueden fallar, sin que esto ponga en peligro la seguridad de los ocupantes.
- **Estabilidad estructural 5 – E:** el margen de seguridad del sistema resistente de cargas laterales se encuentra prácticamente al límite y la probabilidad del colapso ante la ocurrencia de posibles réplicas es bastante alta, no obstante, el sistema de cargas verticales continúa garantizando la estabilidad del edificio. Los daños no estructurales no requieren ser evaluados debido al elevado nivel de daños en los elementos estructurales. No se garantiza la seguridad de los ocupantes ni transeúntes, por lo que se sugiere desalojar y, en algunos casos, demoler la estructura.

2.2.3. Niveles sísmicos para el diseño

El nivel de desempeño deseado en una estructura depende del riesgo sísmico lo cual incluye diversos factores como la amenaza sísmica, licuefacción del suelo, asentamientos diferenciales, entre otros. Para efectos de diseño se tiene que considerar como peligro sísmico los niveles de sismo de diseño, para lo cual es necesario seleccionar una serie de eventos sísmicos discretos que puedan ocurrir, dichos eventos se conocen como “niveles sísmicos para diseño” los cuales son expresados en intervalos de recurrencia o probabilidad de excedencia.

A continuación, se presentan los niveles de movimientos sísmicos de diseño que deben considerarse de acuerdo al comité VISION 2000 y al ATC-40.

2.2.3.1. Propuesta según SEAOC

Según la propuesta del comité VISION 2000 existen cuatro niveles sísmicos los cuales pueden ser considerados como peligro sísmico en un sitio dado se representan como conjunto de movimientos de tierra del terremoto y peligros asociados, los cuales se encuentran en términos de un intervalo de recurrencia. Los niveles se proponen de la siguiente manera:

Tabla N° 4. Nivel sísmico de diseño

Nivel de sismo de diseño	Periodo de retorno	Probabilidad de excedencia
Frecuente	43 años	50% en 30 años
Ocasional	72 años	50% en 50 años
Raro	475 años	10% en 50 años
Muy raro	970 años	10% en 100 años

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1999.

2.2.3.2. Propuesta según ATC – 40

El ATC – 40 propone tres niveles sísmicos para el diseño de estructuras: sismo de servicio, sismo de diseño y sismo máximo. Estos niveles se definen a continuación:

- **Sismo de servicio, SE:** se define probabilísticamente como el sismo que tiene un 50 por ciento de posibilidades de ser excedido en un período de 50 años. Este sismo es típicamente alrededor de 0.5 veces el sismo de Diseño. Representa un sismo ocasional con un periodo de retorno de 75 años aproximadamente.
- **Sismo de diseño, DE:** se define probabilísticamente como el sismo que tiene un 10 por ciento de posibilidades de ser excedido en un período de 50 años. El DE representa un nivel poco frecuente de movimientos sísmicos que pueden ocurrir durante la vida del edificio, tiene un período de retorno promedio de aproximadamente 500 años.
- **Sismo máximo, ME:** se define probabilísticamente como el sismo más fuerte que se puede esperar en el sitio donde se encuentra la construcción, tiene una probabilidad del 5 por ciento de ser excedido en un período de 50 años, tiene un periodo de retorno de 1000 años. Este sismo es típicamente alrededor de 1.25 a 1.5 veces el Sismo de Diseño.

2.2.4. Finalidad del desempeño sísmico

El objetivo del diseño sísmico basado en el desempeño es determinar el nivel de desempeño que se espera en una estructura ante un sismo de diseño. Estos objetivos se pueden definir a partir de varios criterios como el uso que se le da, quienes ocupan el edificio y la cantidad de ocupantes; también teniendo en cuenta la importancia de la interrupción de los servicios que brinda la estructura y el costo económico relacionado con su rehabilitación, otras consideraciones a tener en cuenta es la importancia histórica y cultural.

2.2.4.1. Finalidad del desempeño sísmico según SEAOC

Se clasifica a las estructuras, de acuerdo a su importancia durante y después de un sismo, en tres tipos:

- Estructuras de seguridad crítica, se definen como edificaciones con grandes cantidades de materiales peligrosos (toxinas, materiales radioactivos, explosivos) que podrían significar una gran amenaza para la población.
- Estructuras esenciales / riesgosas, son instalaciones principales que son necesarias que se encuentren operacionales después del sismo, como hospitales, estaciones de bomberos, comisarías, etc.
- Estructuras básicas, son todas las estructuras no consideradas en los dos grupos anteriores.

La tabla N° 5 muestra la matriz propuesta por el SEAOC para definir los objetivos de desempeño. La tabla N° 6 muestra los objetivos de desempeño para las estructuras esenciales.

Tabla N° 5. Objetivos de desempeño sísmico recomendados para edificaciones

Nivel sísmico de diseño	Nivel de desempeño sísmico			
	Operacional	Funcional	Seguridad de vida	Pre-colapso
Frecuente (43 años)				
Ocasional (72 años)				
Raro (475 años)				
Muy raro (970 años)				

Leyenda

	Desempeño inaceptable
	Estructuras básicas
	Estructuras esenciales / riesgosas
	Estructuras de seguridad crítica

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

Tabla N° 6. Objetivos de desempeño para edificaciones esenciales / riesgosas

Nivel sísmico de diseño	Nivel de desempeño sísmico mínimo
Ocasional	Operacional
Raro	Funcional
Muy raro	Seguridad de vida

Fuente: Elaboración propia, 2017.

2.2.4.2. Finalidad del desempeño sísmico según ATC – 40

La amplia variedad de niveles de desempeño de estructuras (tabla N° 3) se pueden combinar con varios niveles sísmicos de diseño para formar muchos posibles objetivos de desempeño. Los objetivos de desempeño para cualquier edificación se pueden asignar usando consideraciones funcionales, políticos, de preservación o de costos. La tabla N° 7 muestra los objetivos para edificaciones.

Tabla N° 7. Objetivos de desempeño

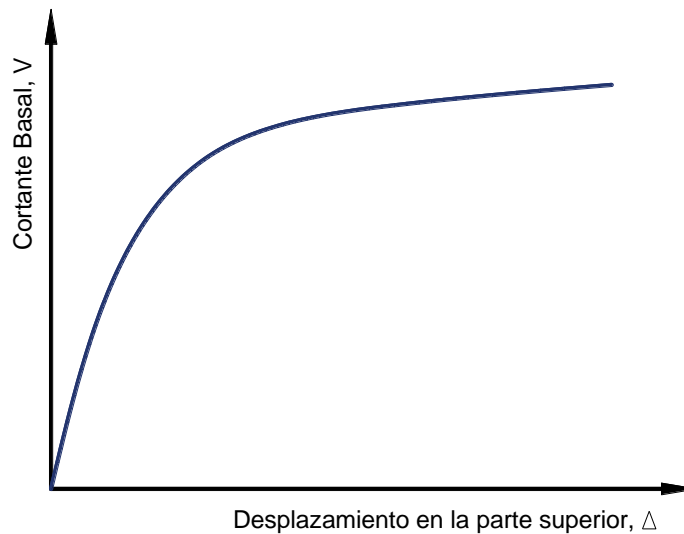
Sismo de diseño	Nivel de desempeño de la estructura			
	Operacional	Ocupación inmediata	Seguridad	Estabilidad estructural
Servicio (SE)	√	No aceptable	No aceptable	No aceptable
Diseño (DE)	√	√	√	No aceptable
Máximo (ME)		√	√	√

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

2.2.5. Análisis estático no lineal (análisis “pushover”)

La capacidad de una estructura depende de la resistencia y deformación máxima de sus componentes individuales. Con la experiencia que los ingenieros han adquirido de investigaciones y eventos pasados, hoy sabemos que muchos de los sismos que ocurren pueden dañar severamente las edificaciones, causando en éstas comportamiento inelástico que disipa energía. Para determinar las propiedades inelásticas de una estructura es necesario utilizar algún tipo de análisis no lineal, como el análisis estático no lineal (análisis pushover). Este procedimiento usa una serie de análisis elásticos secuenciales, que se superponen para aproximarse a un diagrama conocido con el nombre de curva de capacidad. Esta curva relaciona las fuerzas de la base (cortante basal, V) y los desplazamientos (Δ) en el nivel superior de la estructura, ver figura N° 12 (Bonett, 2003).

Figura N° 12. Curva capacidad



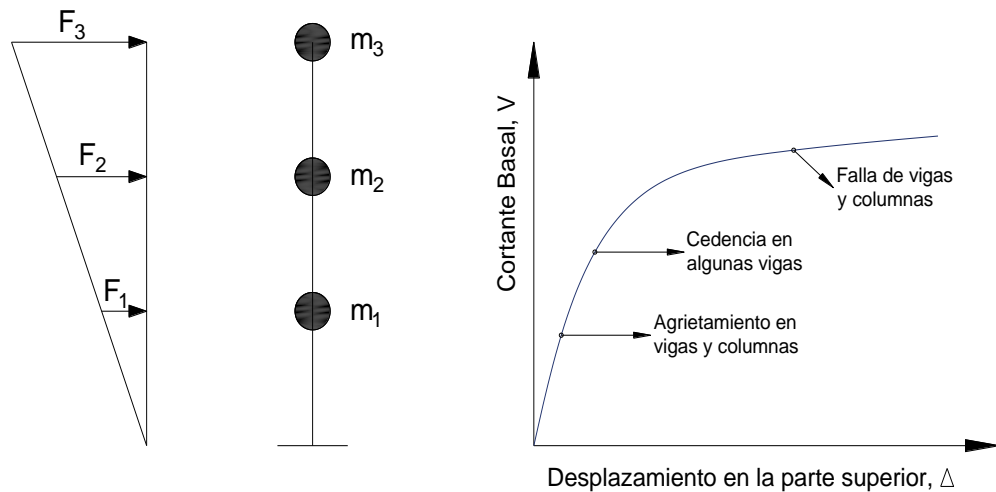
Fuente: Elaboración propia, 2017.

La curva de capacidad se construye generalmente para representar la respuesta del primer modo de la estructura, basado en la hipótesis según la cual el modo fundamental de vibración se corresponde con la respuesta predominante. El modelo matemático de la estructura se modifica para tener en cuenta la reducción de resistencia de los elementos que ceden. De esta forma, se aplican una serie de fuerzas horizontales, las cuales se incrementan de manera constante hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima.

El análisis estático no lineal es una técnica simple y eficiente para estudiar la capacidad, resistencia-deformación, de una estructura bajo una distribución esperada de fuerzas inerciales esperada. Este análisis se realiza sometiendo a la estructura a un patrón de cargas laterales F_i que se incrementan de manera proporcional hasta que la estructura alcanza su capacidad máxima. Como se puede ver en la figura N° 13 utilizando este procedimiento, es posible identificar la secuencia del agrietamiento, cedencia y fallo de los componentes, los estados límites de servicio y la historia de deformaciones y cortantes en la estructura que corresponde a la curva de capacidad (Bonett, 2003).

Para realizar de forma directa un análisis estático no lineal, existen varios programas entre el que destaca SAP2000.

Figura N° 13. Esquema del procedimiento utilizado para el análisis *pushover*



Fuente: Bonett, 2003.

2.2.5.1. Representación bilineal de la curva de capacidad

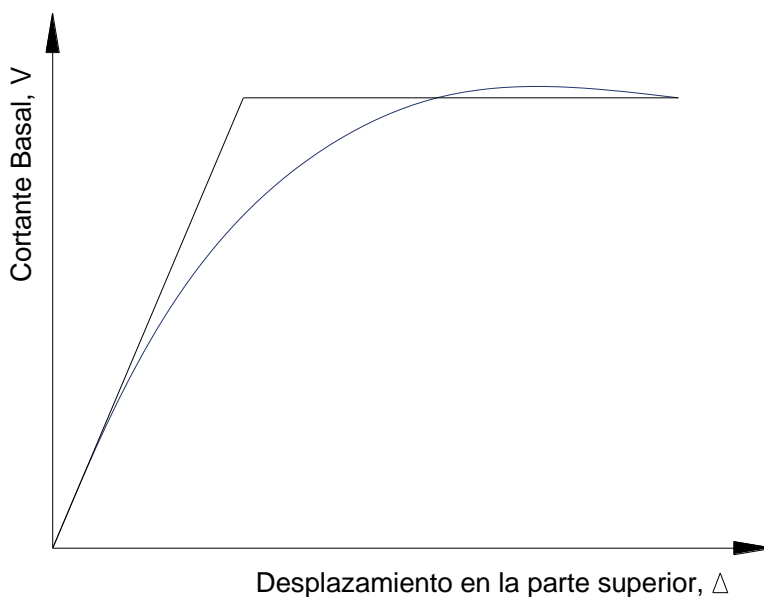
En un análisis de desplazamiento incremental la formación de la primera rótula se reconoce como el inicio del comportamiento no lineal, pero generalmente este evento no está asociado a un cambio significativo e inmediato en la rigidez y resistencia lateral, es decir, no se genera un cambio importante en la pendiente de la curva de capacidad. Es necesario entonces hallar un punto de fluencia en el cual se haya producido un cambio importante en el comportamiento del edificio y por lo tanto en la pendiente de la curva de capacidad, dicho punto se denomina “fluencia efectiva”. Una vez determinado el punto de fluencia efectiva es posible simplificar la curva de capacidad en un modelo bilineal.

Existen diversos criterios para la determinación de dicho punto, algunos de los cuales se indican a continuación.

a. Criterio de la rigidez tangente horizontal

Se traza la tangente a la curva de capacidad resistente en el rango elástico, luego se traza una horizontal en el punto de cortante basal V_u como lo indica la figura N° 14, la intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva (Aguiar, 2003).

Figura N° 14. Criterio de la rigidez tangente horizontal

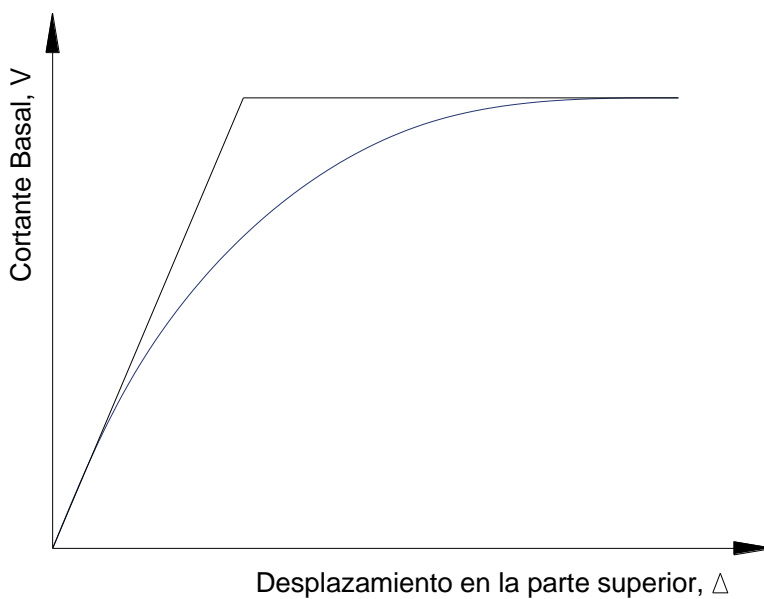


Fuente: Merino, 2013.

b. Criterio de las rigideces tangentes

En este caso se trazan dos tangentes a la curva de capacidad resistente, una en el rango elástico y la otra en el rango plástico. La intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva, ver figura N° 15 (Merino, 2013).

Figura N° 15. Criterio de las rigideces tangentes

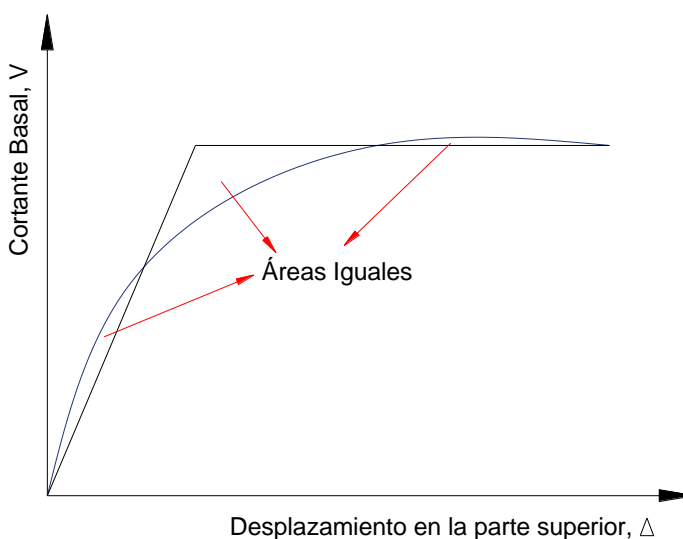


Fuente: Merino, 2013.

c. Criterio de las áreas iguales

Se obtiene al igualar las áreas externa e interna de la curva de capacidad resistente. Este criterio es más elaborado con relación a los dos anteriores en el sentido en que se debe realizar más operaciones. El punto de fluencia se determina en forma iterativa hasta que el área exterior se considere aproximadamente igual al área interior. La intersección de ambas rectas es el punto de Fluencia Efectiva, ver figura N° 16 (FEMA 273, 1996).

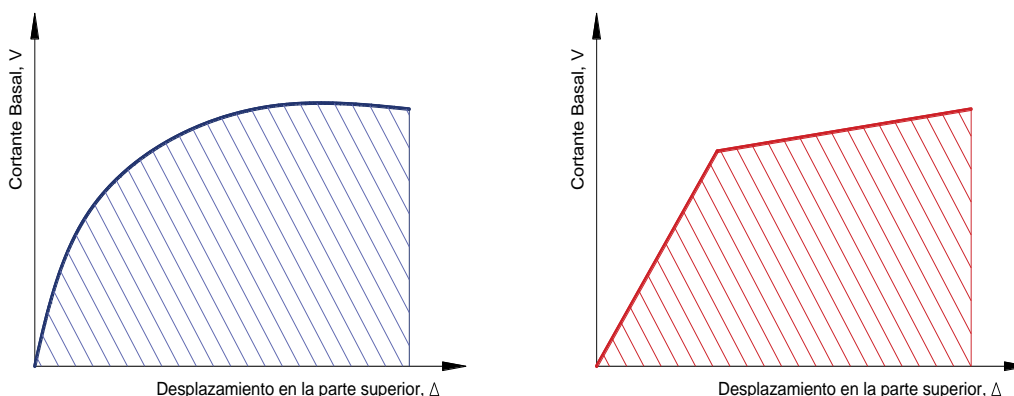
Figura N° 16. Criterio de las áreas iguales



Fuente: Merino, 2013.

Existe otra alternativa de encontrar el modelo bilineal con este criterio y consiste en igualar el área bajo la curva de capacidad resistente con el área bajo del modelo bilineal, como se ilustra en la figura N° 17 (FEMA 273, 1996).

Figura N° 17. Criterio de las áreas iguales bajo la curva

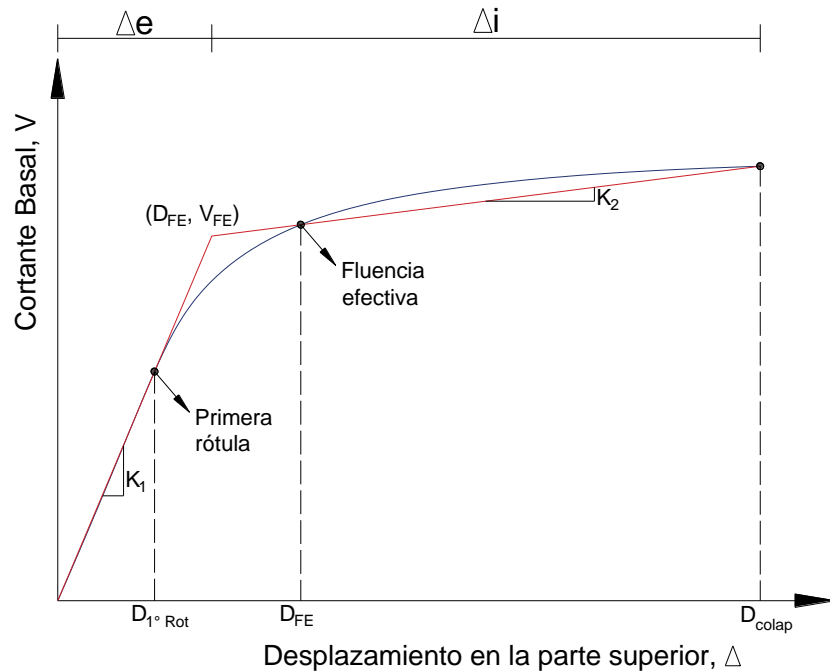


Fuente: Merino, 2013.

- **Zona elástica e inelástica del modelo bilineal**

Una vez definido el punto de fluencia efectiva (Δ_{FE} , V_{FE}) quedan definidos los rangos de desplazamientos elásticos e inelásticos de la estructura en su conjunto (Δ_e , Δ_i), ver figura N° 18 (Allauca, 2006).

Figura N° 18. Desplazamiento elástico e inelástico de la estructura

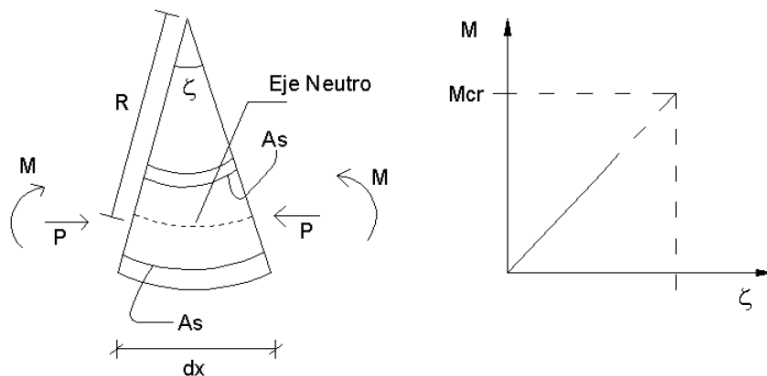


Fuente: Allauca, 2006.

2.2.5.2. Relaciones momento-curvatura y momento-giro

El momento y la curvatura en una sección de concreto armado (figura N° 19) guardan una relación lineal solo para momentos flectores menores al momento de agrietamiento (M_{cr}).

Figura N° 19. Momento y curvatura de una sección de concreto armado

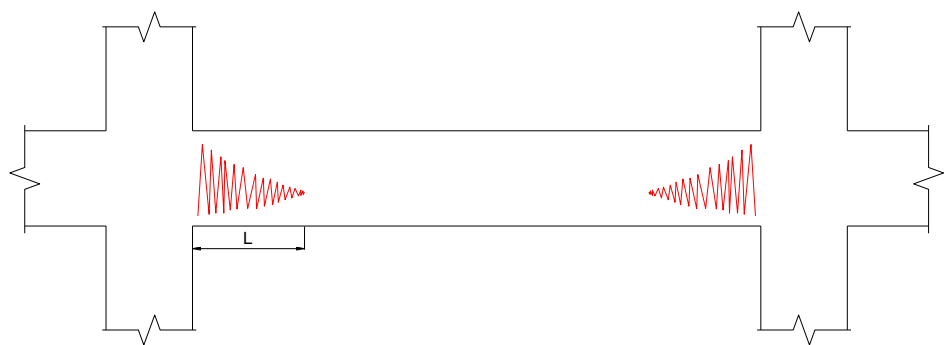


Fuente: Allauca, 2006.

Luego del agrietamiento la relación continúa prácticamente lineal pero con otra pendiente hasta que se produce la fluencia del acero o el agotamiento del concreto. Si primero se produce la fluencia del acero la sección puede seguir deformándose hasta que el concreto alcanza su máximo esfuerzo primero y finalmente su máxima deformación (Ottazzi, 2003).

Durante los sismos, el comportamiento inelástico en las estructuras de pórticos de concreto armado se suele concentrar en zonas de alta demanda sísmica, zonas adyacentes a los nudos en una longitud determinada "L", el daño no es uniforme sino más concentrado hacia los nudos como se muestra en la figura N° 20.

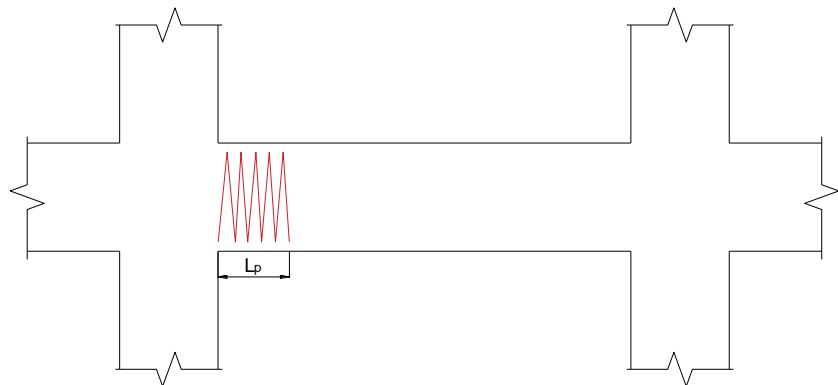
Figura N° 20. Concentración de rótulas en los extremos



Fuente: Allauca, 2006.

Para propósitos del modelo analítico se suele considerar una zona de daño equivalente en la cual se concentre toda la deformación inelástica, esta zona se denomina rotula plástica y le corresponde una longitud "Lp" como se muestra en la figura N° 21. Una aproximación para la longitud efectiva "Lp" es de 0.4 a 0.5 veces el peralte del elemento ($L_p = 0.4h$ o $0.5h$) y se asume además que en esta longitud la curvatura es constante. (Paulay & Nigel, 1992). Estas suposiciones permiten pasar de la relación momento-curvatura a la relación momento-giro multiplicando cada valor de curvatura por la longitud de rótula efectiva.

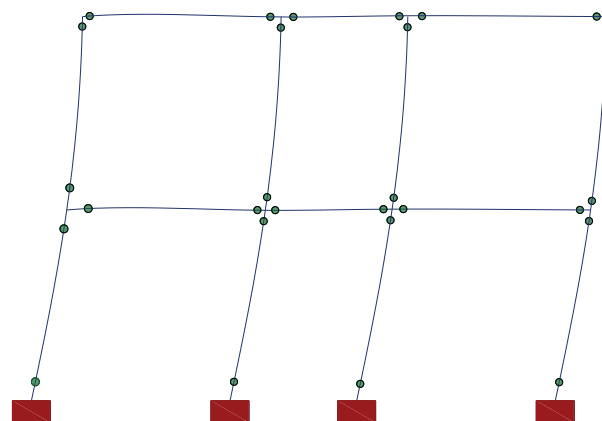
Figura N° 21. Longitud plástica



Fuente: Allauca, 2006.

Una forma simple para representar el comportamiento de las edificaciones con sistemas de pórticos durante sismos consiste en discretizar el comportamiento inelástico mediante rótulas que se ubican en las zonas donde se prevé comportamiento inelástico, estas zonas de la estructura donde se espera comportamiento inelástico concentrado son los extremos de vigas y columnas y en algunos puntos interiores de viga de luz importante, ver figura N° 22 (Allauca, 2006).

Figura N° 22. Discretización del comportamiento inelástico mediante rótulas



Fuente: Allauca, 2006.

2.2.6. Espectro de capacidad

El espectro de capacidad se obtiene transformando cada uno de los puntos que forman la curva de capacidad en puntos que ahora serán las coordenadas espectrales. El espectro de capacidad es la representación de la curva de capacidad en un espacio de

coordenadas espectrales conocido como como curva AD (aceleración-desplazamiento). Esta curva relaciona la aceleración espectral con el desplazamiento espectral. Para realizar esta transformación, es necesario conocer las propiedades dinámicas de la estructura como son los modos de vibración y el factor de participación modal. Por lo que el primer paso es hacer un análisis modal de la estructura (Allauca, 2006).

Cada punto de la curva de capacidad (Δ , V) representa el desplazamiento lateral (Δ) que alcanza una estructura cuando la fuerza restitutiva en la base toma el valor (V).

Para estructuras de un grado de libertad al dividir la fuerza restitutiva entre la masa (M) de una estructura, se obtiene la aceleración que esta tendría ($a = F/M$) cuando llegue a alcanzar el desplazamiento asociado (Δ). Los valores del desplazamiento y aceleración que se producen simultáneamente en la estructura en el proceso de acciones incrementales pueden interpretarse como cantidades espectrales. Es decir $S_a = a$ y $S_d = \Delta$. Usando esta interpretación finalmente podemos construir una curva $S_a - S_d$ denominada espectro de capacidad de la estructura. (Albarracin & Gallo, 2010).

Para un sistema de varios grados de libertad, el espectro de capacidad (S_d , S_a) debe ser tal, que al usarse con el modo fundamental de vibración, reduzca el desplazamiento y la fuerza cortante de la curva de capacidad. Por tanto, si se conoce el modo fundamental de vibración (periodo y forma), el desplazamiento del último nivel (Δ_t) y la fuerza cortante (V) de la curva de capacidad se obtienen con las relaciones:

$$\Delta_t = \left(\frac{MP}{MG} \right) \times S_d$$

$$V = \left(\frac{(MP)^2}{MG} \right) \times S_a$$

Donde:

(MP / MG) se denomina "factor de participación"

$((MP)^2 / MG)$ se denomina "factor de masa efectiva"

$MP = \sum M_i \times \varphi_i$, se denomina "masa participante"

$MG = \sum M_i \times \varphi_i^2$, se denomina "masa generalizada"

M_i = es el peso correspondiente al nivel "i" de la estructura

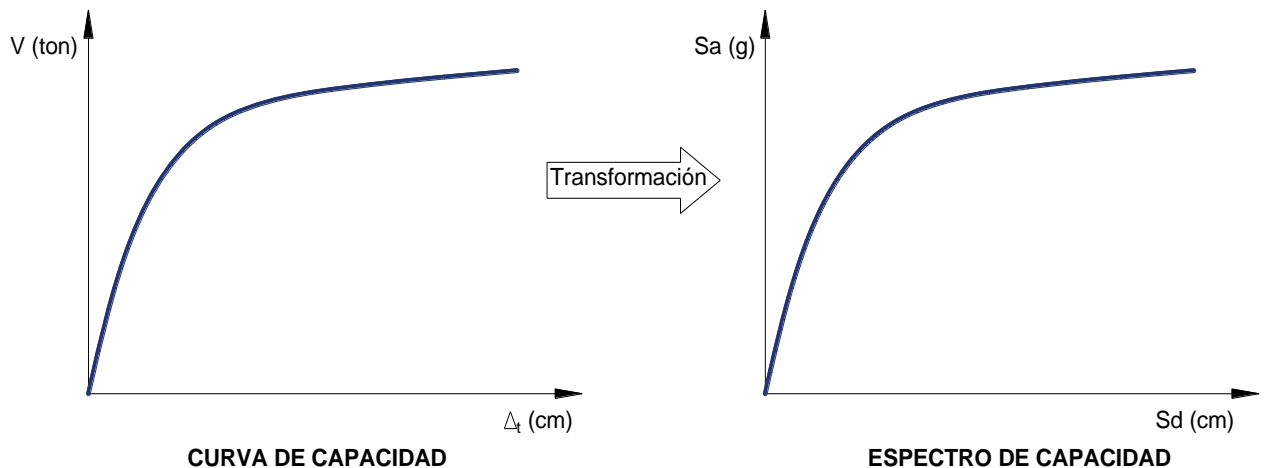
φ_i = es el coeficiente de forma modal del nivel "i" en el primer modo

Por tanto, el par de valores (Δ_t , V) de la curva capacidad, debe transformarse en el punto (S_d , S_a) del espectro de capacidad por medio de las ecuaciones:

$$Sd = \Delta_t \times \left(\frac{MG}{MP} \right)$$

$$Sa = V \times \left(\frac{MG}{(MP)^2} \right)$$

Figura N° 23. Conversión de la curva de capacidad al espectro de capacidad



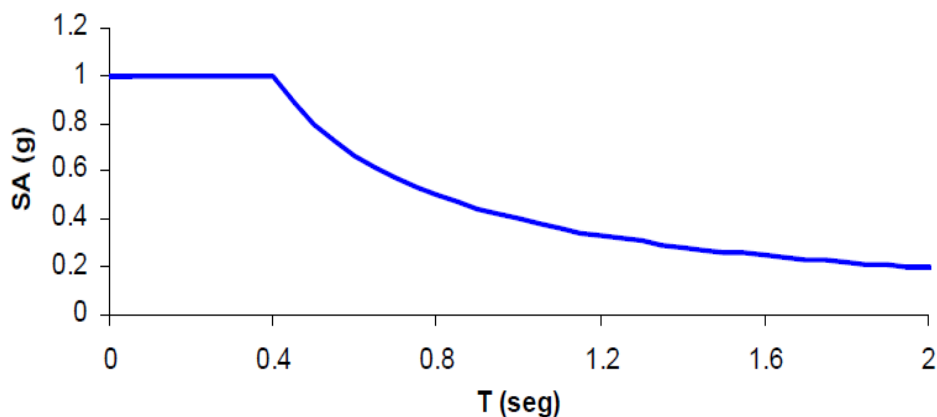
Fuente: Elaboración propia, 2017.

2.2.7. Espectro de demanda

El punto clave de la estimación del daño esperado en un edificio sometido a una acción sísmica es la determinación del máximo desplazamiento espectral que este va a experimentar. El espectro de demanda permite la obtención de esta respuesta máxima; donde el gráfico del espectro se compone por el eje horizontal que representa los valores del desplazamiento espectral (SD) y el eje vertical representa los valores de la aceleración espectral (SA). El periodo de una estructura se representa por rectas inclinadas que nacen de la intersección de los ejes vertical y horizontal. En este espectro se puede obtener los diagramas de desplazamiento y aceleración tanto de demanda como de capacidad (Albarracin & Gallo, 2010).

Para el diseño y análisis se usan espectros lineales suavizados que se obtienen amplificando el espectro del suelo mediante factores que dependen del amortiguamiento de la estructura, dichos factores se obtienen de cuadros estadísticos de respuestas obtenidas de sismos anteriores. Por ejemplo en la figura N° 24 se observa el espectro elástico de pseudo-aceleración de la Norma Técnica de Edificaciones (SENCICO) para suelo duro correspondiente a eventos con periodo de retorno de 475 años. En la figura N° 25 se muestra el espectro de demanda (Allauca, 2006).

Figura N° 24. Espectro de pseudo aceleración elástico – norma técnica E.030



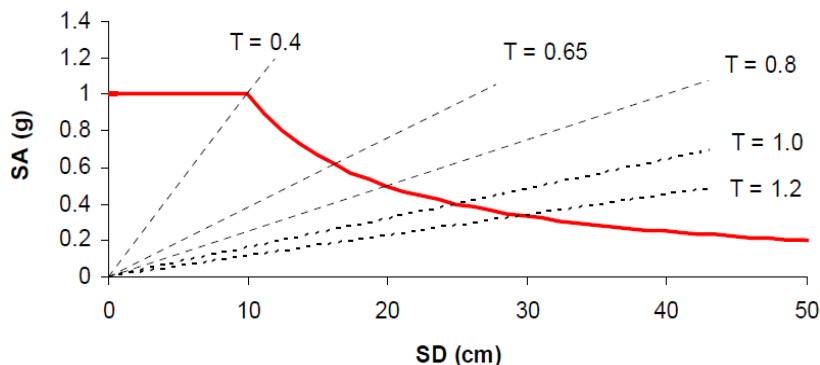
Fuente: Allauca, 2006.

La demanda sísmica inicialmente se caracteriza usando un espectro de respuesta elástico de aceleración típicamente definido para un amortiguamiento del 5% el cual debe ser transformado a un formato ADRS, es decir, de aceleración espectral (SA como una fracción de la aceleración de la gravedad) respecto el desplazamiento espectral (SD). Para dicha conversión cada punto (SA_i , T_i) del espectro de respuesta donde T_i es el periodo en segundos, corresponde a un punto (SA_i , SD_i) del espectro de demanda, según la siguiente fórmula:

$$SD_i = \left(\frac{T_i^2}{4\pi^2}\right) SA_i \times g$$

De manera que el espectro de demanda es una representación gráfica de la aceleración máxima de respuesta respecto el correspondiente desplazamiento máximo para un periodo y nivel de amortiguamiento dado. Estos valores máximos se corresponden con los valores pseudo-espectrales siempre que se trate de pequeños valores del amortiguamiento (Merino, 2013).

Figura N° 25. Espectro de demanda de la norma peruana



Fuente: Allauca, 2006.

2.2.8. Punto de desempeño

El punto de desempeño de una estructura es útil para el diseño de nuevas estructuras, para la rehabilitación de estructuras existentes y para el análisis de vulnerabilidad y daño sísmico. La identificación de este punto permite entender mejor el comportamiento de una estructura sometida a movimientos sísmicos de diferente intensidad y puede ser de gran ayuda para incrementar los niveles de seguridad a un bajo costo (Bonett, 2003).

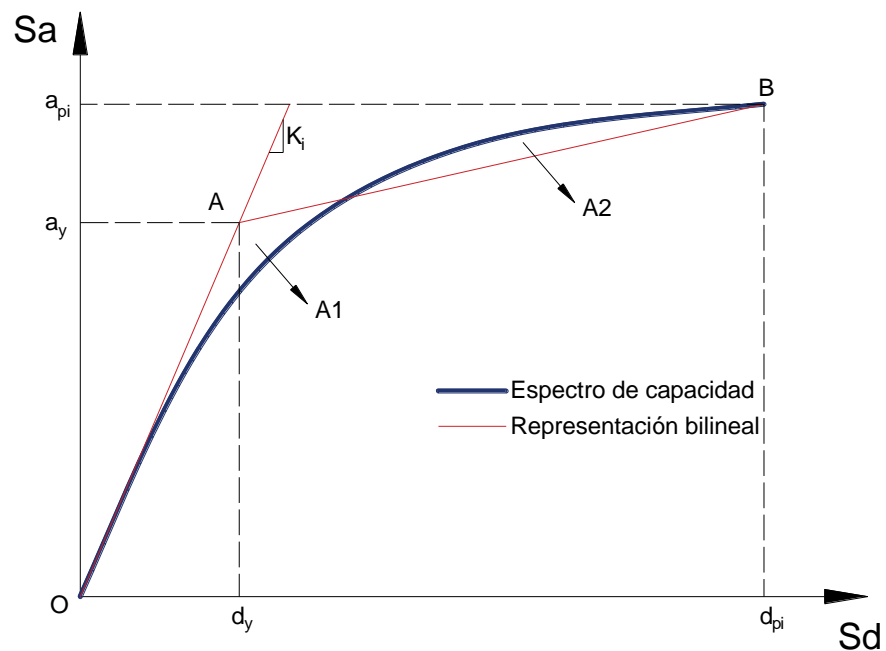
En general, los métodos espectrales permiten estimar la respuesta máxima de una estructura ante una sollicitación sísmica representada por un espectro. El desplazamiento y la aceleración máxima de la respuesta estructural están relacionados entre sí por las características de resistencia y rigidez lateral del edificio plasmadas en el espectro de capacidad. De este modo la respuesta estructural máxima corresponde a un punto del espectro de capacidad denominado "punto de desempeño" (SDd, SAd), el cual representa la respuesta estructural.

2.2.8.1. Representación bilineal del espectro de capacidad

Para determinar el punto de desempeño se utiliza la representación bilineal del espectro capacidad para estimar el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} (Applied Technology Council, 1996). Como se detalla a continuación:

- Se dibuja una línea recta que parte desde el origen (punto O de la figura N° 26) con una pendiente igual a la rigidez inicial K_i de la estructura en el rango elástico (el subíndice "i" indica el número de iteración).
- Se define un punto de desempeño de prueba (d_{pi} , a_{pi}), denotado con la letra B en la figura N° 26, el cual se utiliza para obtener el espectro de demanda reducido.
- Se traza una línea que va desde el punto B hasta cortar la línea definida en el primer paso. La pendiente de esta segunda línea debe ser tal que cuando intersecte la primera, en el punto A, de coordenadas (d_y, a_y), las áreas A1 y A2, que quedan respectivamente por encima y por debajo del espectro de capacidad y están señaladas en la figura N° 26, sean iguales. Esta condición se impone para que el espectro de capacidad y su representación bilineal tengan la misma energía. El punto A representa la cedencia de la estructura, en el formato bilineal.
- Se define la representación bilineal del espectro de capacidad uniendo con una línea los puntos OAB, como se muestra en la figura N° 26.

Figura N° 26. Representación bilineal del espectro de capacidad



Fuente: Bonett, 2003.

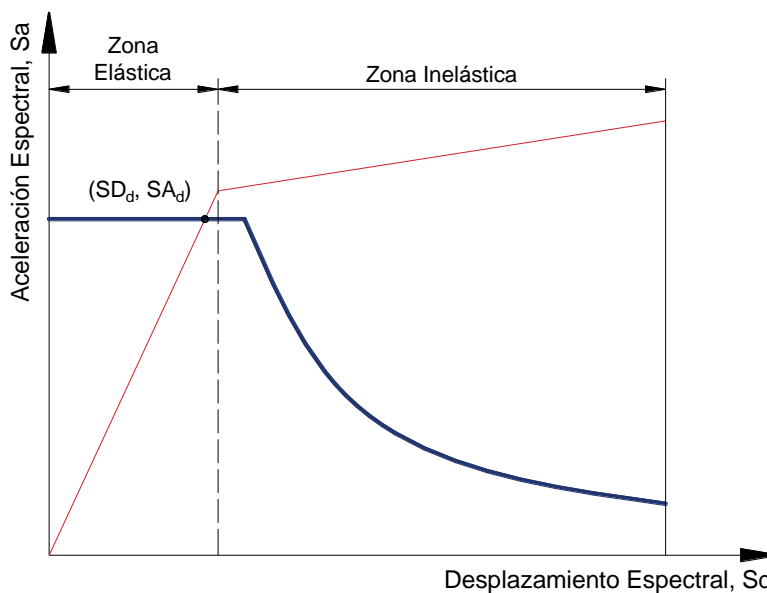
2.2.8.2. Respuesta elástica de estructuras

Los espectros de demanda contienen la respuesta máxima de diferentes estructuras elásticas para un cierto valor del amortiguamiento, mientras que el espectro de capacidad, muestra todas las combinaciones posibles de desplazamiento y aceleración a las que puede llegar una estructura en particular tanto en régimen elástico como inelástico.

Cuando se espera que la respuesta estructural se produzca dentro del rango elástico, el punto de desempeño (SDd, SAd) puede obtenerse interceptando directamente los espectros de demanda y capacidad como se muestra en la figura N° 27 (León & Quintana, 2004).

Esta respuesta elástica solo se da para sismos de baja magnitud y edificios con una resistencia lateral tal que la estructura puede permanecer en el rango elástico.

Figura N° 27. Intersección de espectros en el rango elástico

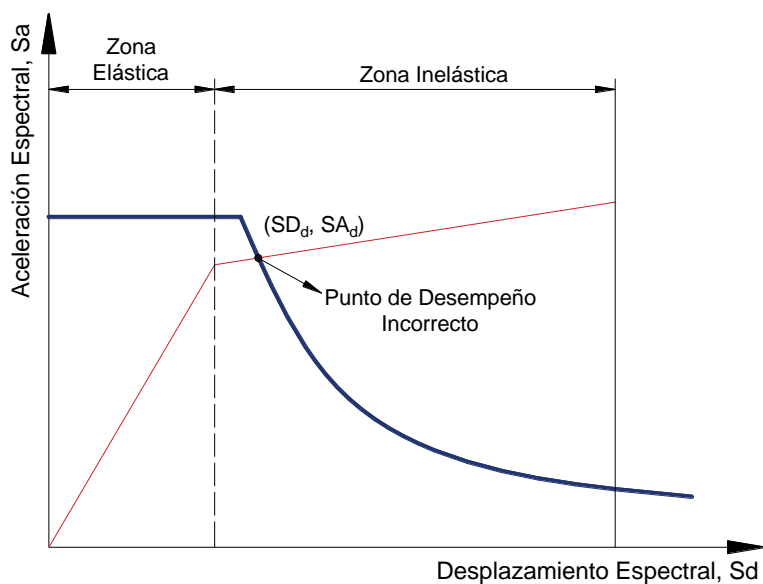


Fuente: Allauca, 2006.

2.2.8.3. Respuesta inelástica de estructuras

Para sismos de gran magnitud la intersección del espectro de demanda y capacidad ocurre en la zona inelástica del espectro de capacidad, por lo que este punto no corresponde al punto de desempeño, porque el espectro es elástico y el comportamiento supuesto no es lineal, ver figura N° 28 (León & Quintana, 2004).

Figura N° 28. Intersección de espectros en el rango inelástico



Fuente: Allauca, 2006.

Cuando el punto de desempeño se encuentra en el rango inelástico es porque los espectros de demanda sísmica elásticos están asociados a un amortiguamiento que no corresponde al de la estructura necesariamente. El procedimiento que se emplea para estimar el punto de desempeño, consiste en ir reduciendo el espectro de demanda elástico según el valor del amortiguamiento inelástico equivalente, el cual depende del punto de desempeño que se quiere estimar, generándose de este modo un procedimiento iterativo.

- **Amortiguamiento viscoso equivalente (β_{eq}) y espectro de demanda reducido**

El comportamiento inelástico de una estructura puede representarse por medio de un amortiguamiento equivalente, el mismo que depende del nivel de desplazamiento inelástico alcanzado. Así, para cada punto del tramo inelástico del espectro capacidad se puede obtener un amortiguamiento equivalente y un nuevo espectro de demanda (Allauca, 2006).

El amortiguamiento que ocurre cuando un movimiento sísmico lleva a una estructura dentro del rango inelástico puede ser visto como una combinación de un amortiguamiento viscoso, que es inherente a la estructura (generalmente igual al 5%) y un amortiguamiento histerético β_0 , que está relacionado con el área interior de los lazos que se forman cuando se grafica la fuerza sísmica (cortante en la base) frente al desplazamiento de la estructura (Applied Technology Council, 1996). De esta forma, el amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} puede ser representado como:

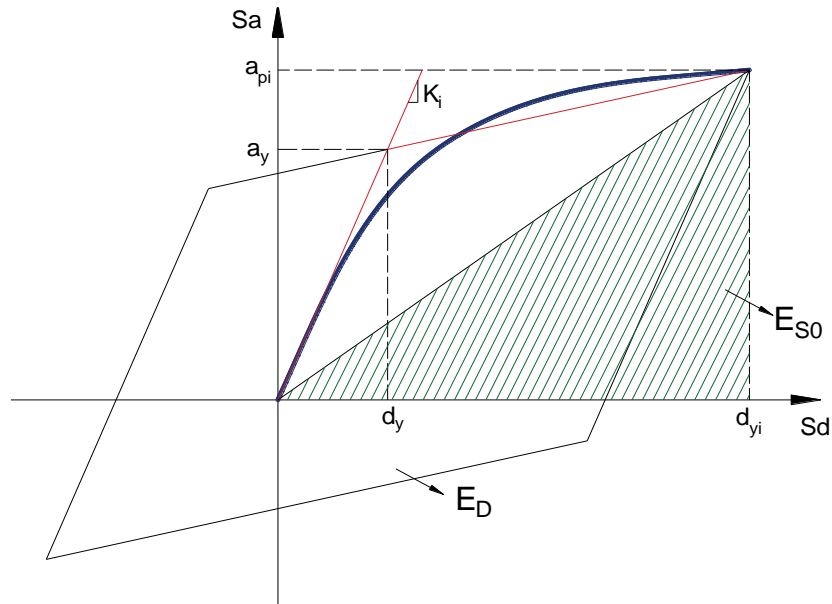
$$\beta_{eq} = \beta_0 + 0.05$$

El término de amortiguamiento histerético, β_0 , puede ser calculado como:

$$\beta_0 = \left(\frac{1}{4\pi} \frac{E_D}{E_{S0}} \right)$$

Donde E_D es la energía disipada por el amortiguamiento y E_{S0} es la energía máxima de deformación. Ambas energías se pueden calcular a partir de los puntos característicos de la representación bilineal del diagrama de capacidad, ver figura N° 29 (Bonett, 2003).

Figura N° 29. Obtención del amortiguamiento equivalente para obtener el espectro de demanda reducido



Fuente: Bonett, 2003.

Las expresiones para el cálculo de E_D y E_{S0} son:

$$E_D = 4(a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})$$

$$E_{S0} = \frac{a_{pi} \times d_{pi}}{2}$$

Reemplazando la ecuación anterior en la ecuación del amortiguamiento histerético, β_0 , y esta en la ecuación de amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y simplificando algunos términos, se obtiene:

$$\beta_{eq} = \frac{63.7(a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})}{a_{pi} \times d_{pi}} + 5$$

La ecuación anterior es válida para sistemas estructurales dúctiles, y períodos de vibración relativamente cortos. No obstante, un factor modificador K suele incluirse para considerar el comportamiento de la estructura, en función de la capacidad del sistema resistente y de la duración de la vibración (Applied Technology Council, 1996).

$$\beta_{eq} = k \times \beta_0 + \beta_{elástico}$$

$$\beta_{eq} = \frac{63.7k(a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})}{a_{pi} \times d_{pi}} + 5$$

Donde:

a_{pi} , d_{pi} : son las coordenadas del punto escogido del espectro de capacidad.

a_y , d_y : son las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

k : es el factor de reducción del amortiguamiento.

β_0 : es el amortiguamiento histerético que representa las incursiones inelásticas

$\beta_{elástico}$: es el amortiguamiento elástico (normalmente se asume 5%)

La tabla N° 8 muestra los valores del factor modificador k para diferentes tipos de comportamiento estructural, que varían desde estructuras con una buena disipación de energía estructuras tipo A, hasta estructuras con un comportamiento histerético bastante deficiente tipo C, ver tabla N° 9 (Applied Technology Council, 1996).

Tabla N° 8. Valores para el factor de modificación del amortiguamiento, k

Tipo de comportamiento estructural	β_0 (porcentaje)	k
Tipo A	≤ 16.25	1
	> 16.25	$1.13 - 0.51 \frac{(a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})}{a_{pi} \times d_{pi}}$
Tipo B	≤ 25	0.67
	> 25	$0.845 - \frac{0.446(a_y \times d_{pi} - d_y \times a_{pi})}{a_{pi} \times d_{pi}}$
Tipo C	Cualquier valor	0.33

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

Tabla N° 9. Tipos de comportamiento estructural

Tipo de comportamiento estructural	Características
Tipo A	Comportamiento estructural estable; estructuras cuyo comportamiento histerético puede representarse mediante un paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de corta duración.
Tipo B	Comportamiento estructural promedio; estructuras cuyo comportamiento histerético muestra una reducción del lazo histerético respecto del modelo tipo paralelogramo. A este grupo pertenecen las estructuras con un adecuado sistema sismorresistente, sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema intermedio sometidas a sismos de corta duración.
Tipo C	Comportamiento estructural pobre; estructuras cuyo comportamiento muestra una gran reducción del lazo histerético respecto del modelo tipo paralelogramo debido a la degradación. A este grupo pertenecen las estructuras con un sistema sismorresistente intermedio sometidas a sismos de larga duración o estructuras con un sistema pobre sometidas a sismos de corta o larga duración.

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

El espectro de demanda reducido se obtiene a partir de dos factores de reducción espectral para la aceleración, SR_A , y para la velocidad, SR_V . Estos factores son función del amortiguamiento viscoso equivalente β_{eq} y se definen como (Applied Technology Council, 1996):

$$SR_A = \frac{3.21 - 0.68 \ln(\beta_{eq})}{2.12}$$

$$SR_V = \frac{2.31 - 0.41 \ln(\beta_{eq})}{1.65}$$

Los valores de estos dos factores deben ser mayores que los indicados en la tabla N° 10.

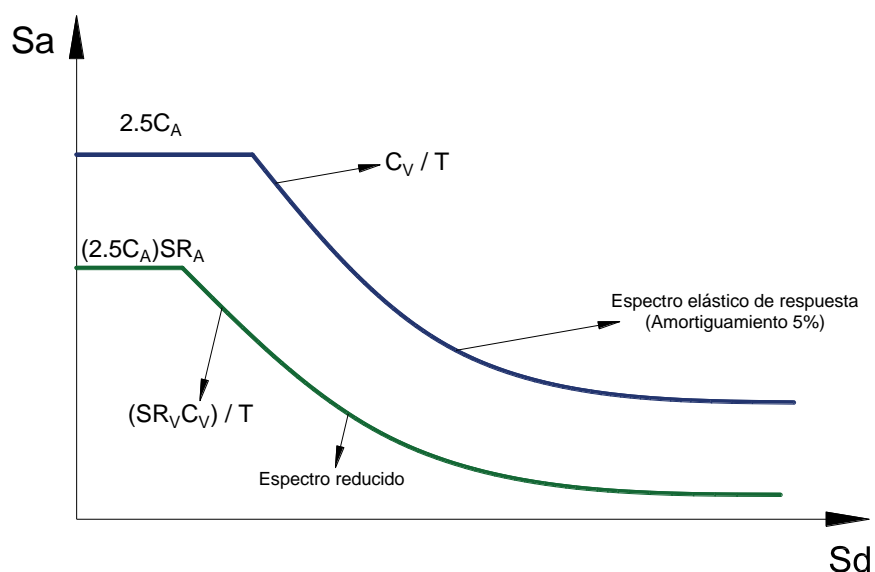
Tabla N° 10. Valores mínimos requeridos para SR_A y SR_V

Tipo de comportamiento estructural	SR_A	SR_V
Tipo A	0.33	0.50
Tipo B	0.44	0.56
Tipo C	0.56	0.67

Fuente: Applied Technology Council, 1996.

La figura N° 30 muestra la forma típica de un espectro elástico de respuesta y el espectro reducido obtenido a partir de los factores SR_A y SR_V . La forma del espectro está definida por los coeficientes sísmicos locales C_A y C_V , cuyos valores dependen de las características de la estructura (grado de importancia, uso, etc.) y de la amenaza sísmica local (tipo de suelo, aceleración máxima del terreno, etc.).

Figura N° 30. Espectro de respuesta reducido



Fuente: Applied Technology Council, 1996.

2.2.8.4. Determinación del punto de desempeño con el espectro de demanda reducido

El ATC-40 (1996) sugiere tres procedimientos de análisis espectral inelástico para estimar el punto de desempeño (procedimientos A, B y C). Sin embargo es una variante del procedimiento B la que es adoptada por el programa SAP2000 y que permite calcular el punto de desempeño (Fernandez, 2006).

Para obtener el punto de demanda es necesario reducir el espectro de demanda elástico de tal manera que el amortiguamiento equivalente obtenido del comportamiento no-lineal sea el mismo que el que reduce el espectro. Para cada punto del espectro capacidad se puede asociar un amortiguamiento equivalente, y por tanto unos factores de reducción SR_A y SR_V . Así para cada punto del espectro capacidad se puede obtener un punto del espectro reducido (Albarracin & Gallo, 2010).

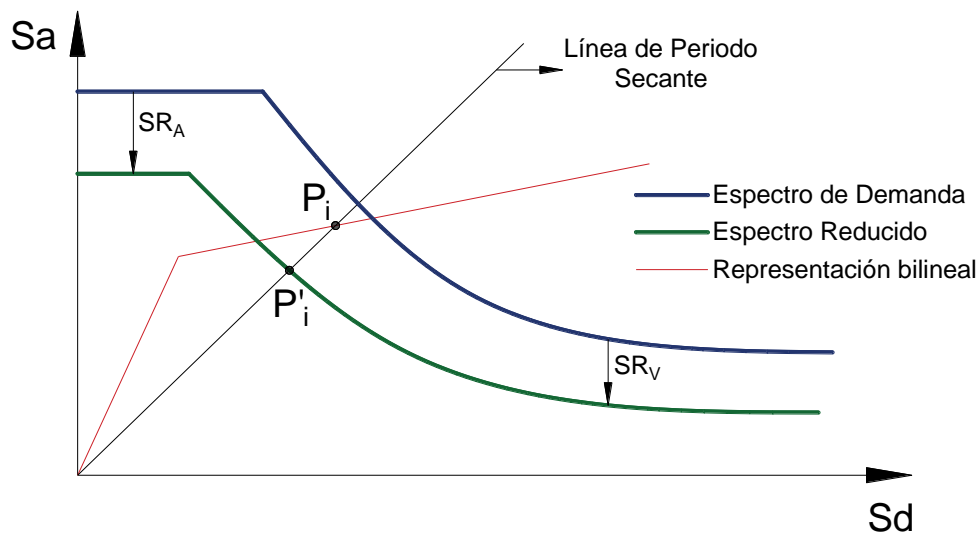
En términos prácticos no se hace necesario construir todos los espectros de demanda reducidos que se generan por los diferentes valores de amortiguamiento equivalente, sino que resulta más sencillo construir una curva con valores espectrales correspondientes a los diferentes valores de amortiguamiento equivalente que provienen del espectro capacidad estructural. Esta curva se denomina espectro de demanda para amortiguamiento variable, EDAV (Allauca, 2006).

Para obtener un punto de la curva EDAV (P'_i) se identifica primero un punto del tramo inelástico en el espectro de capacidad, $P_i(SD_i, SA_i)$. Luego se traza una lineal radial de periodo secante que pase por el punto P_i .

Con las coordenadas del punto $P_i(SD_i, SA_i)$ y la ecuación antes mencionada se calcula el amortiguamiento equivalente (β_{eq}). Con este amortiguamiento se calcula SR_A y SR_V para reducir el espectro elástico de demanda.

El espectro de demanda reducido se intercepta con la línea de periodo secante y se obtiene un punto (P'_i). Los puntos (P'_i) obtenidos forman el "espectro de demanda para amortiguamiento variable" que al interceptarse con el Espectro de Capacidad da el punto de demanda buscado (figura N° 31).

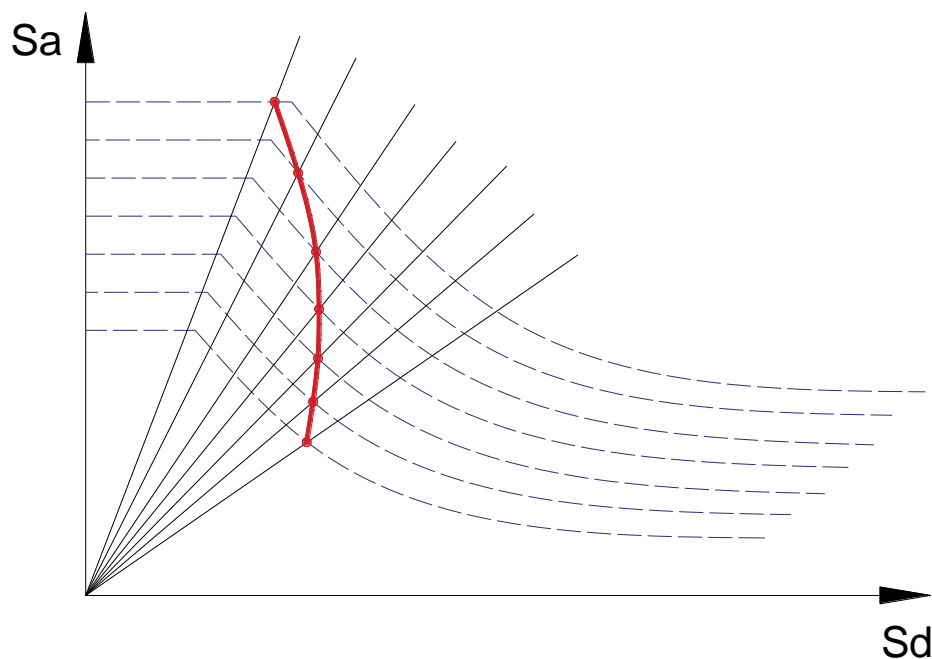
Figura N° 31. Intersección del espectro de demanda reducido y la línea radial de periodo secante



Fuente: Chunqu, 2013.

Siguiendo el mismo procedimiento para cada punto del espectro de capacidad, se obtienen otros puntos que en su conjunto forman el EDAV (figura N° 32).

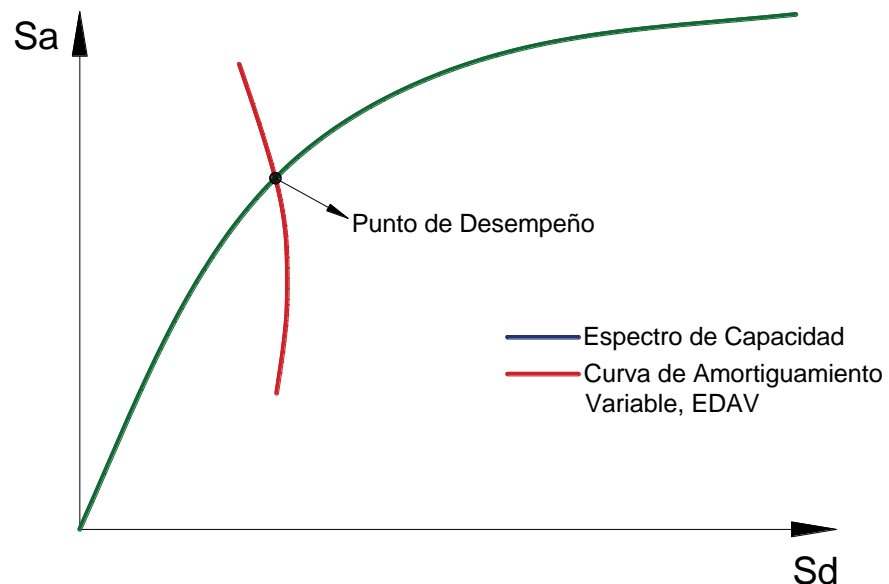
Figura N° 32. Intersección de líneas de período secante y espectros de demanda reducidos



Fuente: Fernandez, 2006.

Finalmente, el punto de desempeño se obtiene por intersección del EDAV con el espectro de capacidad, como se aprecia en la figura N° 33.

Figura N° 33. Intersección del espectro de capacidad y el EDAV



Fuente: Fernandez, 2006.

- **Determinación del comportamiento estructural**

Los niveles de desempeño sísmico propuestos por el SEAOC (1999) se definen por el nivel de daño que puede presentarse en una edificación por efecto de los sismos, tanto en el sistema estructural como en las componentes no estructurales.

Desde el punto de vista estructural, los niveles de desempeño corresponden a sectores definidos de la curva de capacidad de la estructura y de los diagramas fuerza-deformación de sus elementos. Para sectorizar la curva de capacidad y los diagramas fuerza-deformación de los elementos se debe definir primero el desplazamiento de fluencia efectiva (ΔFE) y la capacidad de desplazamiento inelástico (Δp).

Los límites a cada nivel de desempeño se pueden representar por el porcentaje del desplazamiento inelástico (Δp) consumido, al que se denomina IDDR por sus siglas en inglés (inelastic displacement demand ratio). La tabla N° 11 presenta los niveles de desempeño estructural asociados a un valor de IDDR.

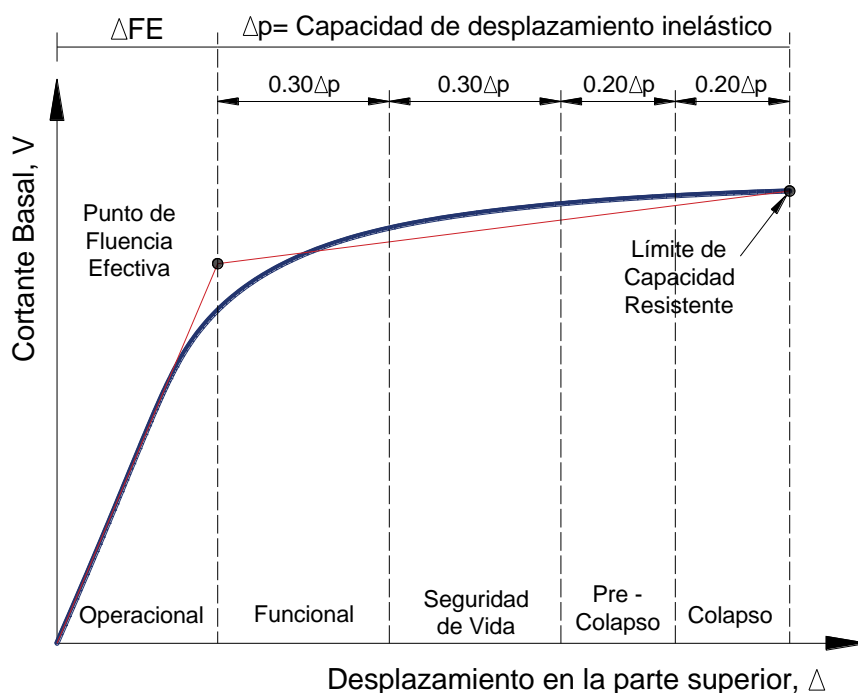
Tabla N° 11. Niveles de comportamiento estructural

Nivel de comportamiento estructural	Nivel de desempeño	Límite de desplazamiento del sistema
SP1	Operacional	ΔFE
SP2	Funcional	$\Delta FE + 0.3\Delta p$
SP3	Seguridad de vida	$\Delta FE + 0.6\Delta p$
SP4	Pre – colapso	$\Delta FE + 0.8\Delta p$
SP5	Colapso	$\Delta FE + 1.0\Delta p$

Fuente: Structural Engineers Association of California, 1999.

La figura N° 34 muestra la propuesta del comité VISION 2000 del SEAOC de los niveles de rendimiento estructural para la curva capacidad para sistemas estructurales.

Figura N° 34. Sectorización de la curva de capacidad



Fuente: Structural Engineers Association of California, 1995.

2.3. Hipótesis

El desempeño sísmico del módulo "A" de la I.E. San Ramón se encuentra en un nivel funcional frente a la ocurrencia de un sismo raro.

CAPÍTULO 3. METODOLOGÍA

3.1 Operacionalización de variables

Tabla N° 12. Operacionalización de variables

Variable	Definición conceptual	Dimensiones	Indicadores
Desempeño sísmico	Nivel deseado de rendimiento sísmico de un edificio, especificando daño estructural y no estructural para un nivel específico de diseño sísmico (Applied Technology Council, 1996).	Espectro capacidad	Cortante basal (V)
			Desplazamiento lateral máximo en el último nivel del edificio (Δ)
		Espectro demanda	Valores obtenidos del análisis sísmico según norma de diseño sismorresistente E 030.

Fuente: Elaboración propia, 2017.

3.2 Diseño de investigación

El tipo de investigación es no experimental y el diseño transversal – descriptiva.

3.3 Unidad de estudio

Como unidad de estudio se consideró el módulo "A" del nivel secundario de la I.E. San Ramón de la ciudad de Cajamarca.

3.4 Población

La técnica utilizada para la selección de la población es no probabilístico de tipo por conveniencia, por lo que se consideró como la población al módulo "A" del nivel secundario de la I.E. San Ramón de la ciudad de Cajamarca.

3.5 Muestra

La técnica de muestreo es no probabilístico de tipo por conveniencia, por lo que se consideró como la muestra al módulo "A" del nivel secundario de la I.E. San Ramón de la ciudad de Cajamarca.

3.6 Técnicas, instrumentos y procedimientos de recolección de datos

Los procedimientos que se utilizaron para la recolección de datos fueron los detallados a continuación:

- ✓ Se realizó la revisión bibliográfica referida al tema en estudio, de tal manera que se pueda conocer los métodos utilizados para determinar el desempeño sísmico.
- ✓ Para recopilar información se obtuvo el expediente técnico del mejoramiento y rehabilitación de la Institución Educativa San Ramón, pues este contiene los planos, especificaciones técnicas de los materiales y ensayos (diamantina y suelos) realizados en la I.E. en el año 2010.
- ✓ Una vez obtenida la información del expediente técnico se realizó una visita a la I.E. para realizar una previa inspección a la estructura, identificando daños en elementos estructurales y no estructurales.

Daños estructurales

- En estos pabellones no se observaron daños en elementos estructurales.

Daños no estructurales

- No se observaron daños en elementos no estructurales como: rotura de vidrios o desprendimiento de recubrimientos.
- Se observaron algunos agrietamientos en la mampostería, esto se debió a la ausencia de un adecuado confinamiento con columnetas. (Ver figura N° 35).

Figura N° 35. Agrietamiento en mampostería



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- ✓ Para corroborar los datos obtenidos de los planos procedimos a tomar las medidas de los elementos estructurales como vigas, columnas, placas y losas.

Figura N° 36. Toma de medidas de elementos estructurales



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- ✓ Luego de la inspección se determinaron los puntos en donde realizar los ensayos esclerométricos en vigas, columnas y placas, el cual permite evaluar la calidad del concreto, según la norma ASTM C805-97 (Método estándar del número de rebote en concreto endurecido).

Figura N° 37. Esclerómetro utilizado para realizar el ensayo



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 38. Ensayo de esclerometría realizado en la edificación



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- ✓ Una vez obtenidos los datos del esclerómetro se los llevó al laboratorio para ser procesados y así obtener la resistencia actual del concreto, determinando así la resistencia actual de los elementos estructurales del módulo "A" de la institución educativa.
- ✓ Para la obtener las cargas con las que se trabajará para el análisis de la estructura se utilizó el RNE norma técnica E.020 Cargas. Los parámetros para el análisis sísmico se obtuvieron del RNE norma técnica E.030 Diseño sismorresistente.
- ✓ Para el análisis de la edificación se ha subdividido en módulo A-1 y A-2, debido a la existencia de una junta entre el eje 5 y 6 de la estructura (ver Anexo n°1. Planos).

3.7 Métodos, instrumentos y procedimientos de análisis de datos

3.7.1. Características de los materiales y metrado de cargas

Las características de los materiales y de los elementos estructurales fueron obtenidos del expediente técnico, el informe de ensayo de Esclerometría y utilizando consideraciones de la norma técnica E.020 y E.060, como se muestra en las tablas N° 13 y 14:

Tabla N° 13. Características de los materiales

Propiedad	Valor	Unidad
Módulo de elasticidad del concreto	2'173,706.51	Tn/m ²
Peso unitario concreto	2,400	kg/m ³
Módulo de fluencia acero (A615-G60)	4,200	kg/cm ²
Módulo de elasticidad acero (A615-G60)	20'000,000	Tn/m ²
Peso unitario acero	7.85	Tn/m ³
Resistencia a la tracción del acero	63,000	Tn/m ²
Relación de poisson concreto armado	0.15	-
Peso propio de losa e = 30 cm	420	kg/m ²
Peso propio de acabados de losa	100	kg/m ²
Resistencia a la compresión del concreto (real)		
Módulo A1 vigas	139.50	kg/cm ²
Módulo A1 columnas 1° piso	181.10	kg/cm ²
Módulo A1 columnas 2° piso	193.00	kg/cm ²
Módulo A1 placas 1° piso	186.00	kg/cm ²
Módulo A1 placas 2° piso	186.00	kg/cm ²
Módulo A2 vigas	273.00	kg/cm ²
Módulo A2 columnas 1° piso	165.00	kg/cm ²
Módulo A2 columnas 2° piso	184.00	kg/cm ²
Módulo A2 placas 1° piso	173.00	kg/cm ²
Módulo A2 placas 2° piso	154.00	kg/cm ²
Peso unitario mampostería	1,800	kg/m ³

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla N° 14. Secciones de los elementos estructurales

Tipo de elemento	Sección	
	b (cm)	h (cm)
Viga principal	30	70
Viga principal	30	60
Viga secundaria	30	50
Columna exterior	30	30
Columna interior	40	40
Placa tipo 1	690	25
Placa tipo 2	510	25
Placa tipo 3	490	25
Losa Aligerada	e = 30 cm	
Losa Maciza	e = 25 cm	

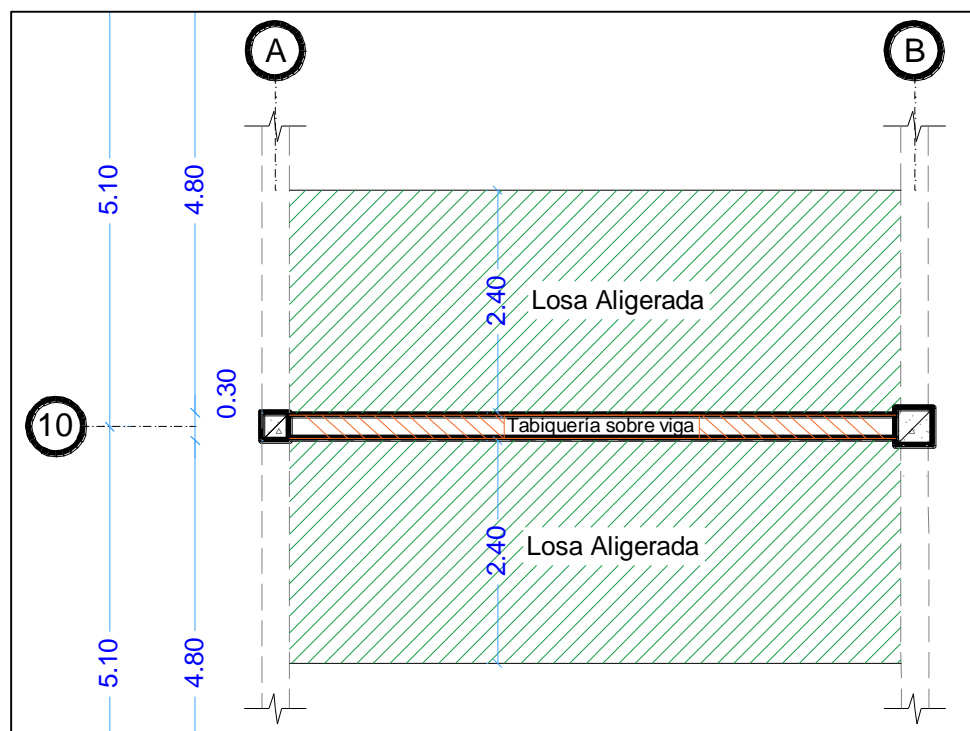
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Después de haber obtenido las características de los materiales se procedió a realizar el metrado de cargas con el apoyo de una hoja de cálculo. A continuación se muestra

como ejemplo las consideraciones y el procedimiento para el metrado del eje 10, tramo A – B, pues estos son similares para todos los ejes (el metrado de todos los ejes se muestra en el Anexo N° 2):

- ✓ El peso unitario de cada elemento estructural fue obtenido de la norma técnica E.020, el cual es descrito en la tabla N° 13, para luego ser ingresado y calculado por el programa SAP2000 v.19.
- ✓ El peso propio de la losa fue obtenido de la norma técnica E.020, el cual es descrito en la tabla N° 13, para este ser multiplicado por su ancho de influencia (en este caso corresponde a $2.4\text{m} + 2.4\text{m} = 4.8\text{m}$, ver figura N° 3.5), por lo que la carga resultante fue distribuida linealmente en las vigas.
- ✓ El peso de los acabados de la losa fue obtenido de la norma técnica E.020, el cual es descrito en la tabla N° 13, para este ser multiplicado por el ancho de influencia (se tomó la misma longitud que para la losa 4.8m), esta carga fue distribuida linealmente en las vigas.

Figura N° 39. Área de influencia eje 10, tramo A - B



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- ✓ El peso unitario de la tabiquería fue obtenido de la norma técnica E.020, el cual es descrito en la tabla N° 13, este dato es multiplicado por su área transversal a la

longitud de la viga (en este caso corresponde a $0.25\text{m} \times 3.30\text{m} = 0.825\text{m}^2$), esta carga fue distribuida linealmente en las vigas.

- ✓ La sobrecarga fue tomada según consideraciones de la norma E.020, en este caso corresponde a un ambiente de aulas (ver tabla N° 15). Luego la sobrecarga es multiplicada por el ancho de influencia (se tomó la misma longitud que para la losa 4.8m), esta carga fue distribuida linealmente en las vigas.

Tabla N° 15. Cargas vivas mínimas repartidas

Instituciones educativas	
Ocupación o uso	Cargas repartidas kPa (kgf / m ²)
Aulas	2.5 (250)
Corredores y escaleras	4.0 (400)

Fuente: SENCICO (RNE), 2006.

El resumen del metrado del eje 10, tramo A – B se muestra a continuación:

<u>Descripción</u>		<u>Peso Propio /</u> <u>Peso Unitario</u>		<u>Ancho / Área</u> <u>de Influencia</u>		<u>Carga Lineal</u> <u>Resultante</u>
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	100 Kg/m ²	x	4.8 m	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.825 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3981 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

3.7.2. Parámetros sísmicos utilizados en el modelamiento

Los parámetros sísmicos fueron obtenidos de la norma técnica E.030, teniendo en cuenta el tipo de sistema estructural, el tipo de suelo en el que está construido, la zonificación en donde se encuentra, la regularidad estructural y la categoría de la edificación según su importancia y uso que tiene la estructura en estudio (módulo "A" de la I.E. San Ramón).

- **Tipo de sistema estructural**, la estructura presenta una combinación de pórticos y muros estructurales, los cuales resisten las acciones sísmicas, por lo que se considera un sistema dual.

- **Perfil tipo de suelo**, según el estudio de mecánica de suelos, obtenido del expediente técnico de la rehabilitación, la edificación se encuentra cimentada en un suelo cohesivo blando, por lo tanto se consideró un perfil tipo S_3 .
- **Zonificación**, la edificación se encuentra en la región Cajamarca, departamento de Cajamarca y distrito de Cajamarca, lo que significa que le corresponde la zona 3.
- **Regularidad estructural**, esta estructura no presenta irregularidades según lo indicado en la Norma Técnica E.030.
- **Categoría de la edificación**, de acuerdo a las categorías establecidas en la norma técnica E.030, la edificación en estudio se encuentra en la categoría tipo A2: edificaciones esenciales, por lo tanto el factor de uso es 1.5.

Tabla N° 16. Resumen de los parámetros sísmicos utilizados

Descripción	Parámetros Definidos	Valor
Sistema estructural (R_0)	Dual	7
Tipo de suelo (S)	S_3 : Suelo blando	1.2
Zonificación (Z)	Zona 3	0.35
Regularidad estructural (I_a o I_p)	Estructura regular	1
Categoría de la edificación (U)	A2: Estructura esencial	1.5

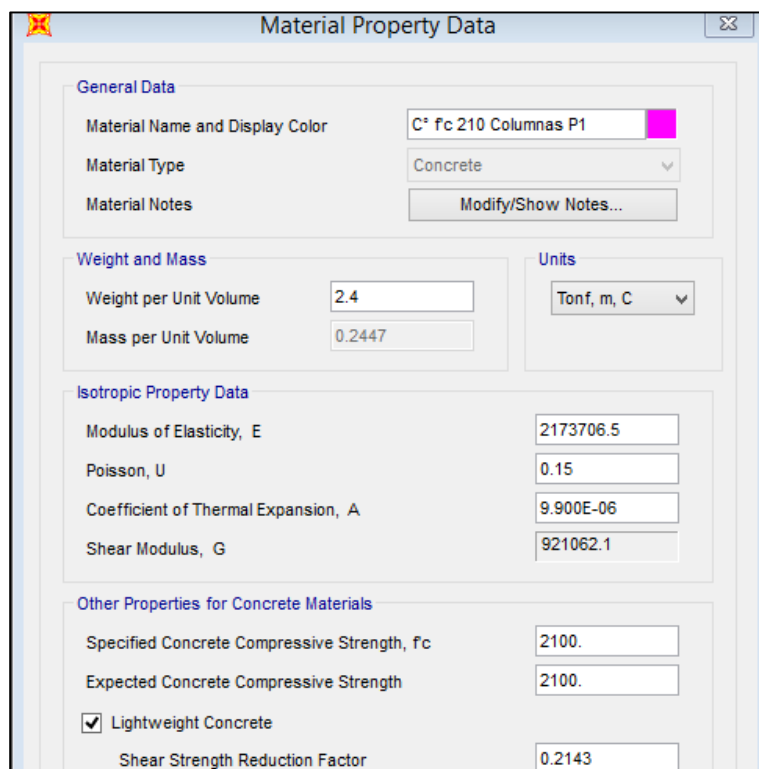
Fuente: Elaboración propia, 2017.

3.7.3. Determinación del momento – curvatura y momento – giro

El diagrama de momento – giro fue utilizado para asignarle las propiedades de las rótulas plásticas en el modelamiento de la estructura, como se especifica en las bases teóricas, este diagrama fue determinado a través de los valores obtenidos del Momento – Curvatura con el programa SAP2000, de la siguiente manera:

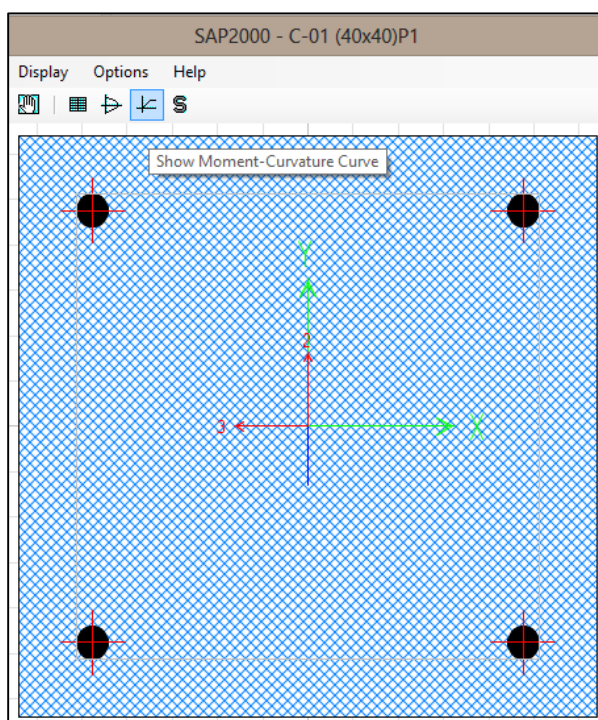
- Como primer paso se definieron las propiedades del concreto armado de los elementos estructurales, según los datos obtenidos anteriormente (ver figura N° 40).
- Luego se procedió con la creación de las secciones de todos los elementos estructurales (vigas, columnas y placas) con la opción de Define – Section Properties – Frame Section – Add New Propertie – Type: Other – Section Designer. Aquí se asignó las propiedades antes definidas y procedimos a dibujar las secciones para obtener el momento – curvatura (ver figura N° 41).

Figura N° 40. Propiedades del C° A° para columnas del primer piso módulo A-1



Fuente: Elaboración propia, 2017.

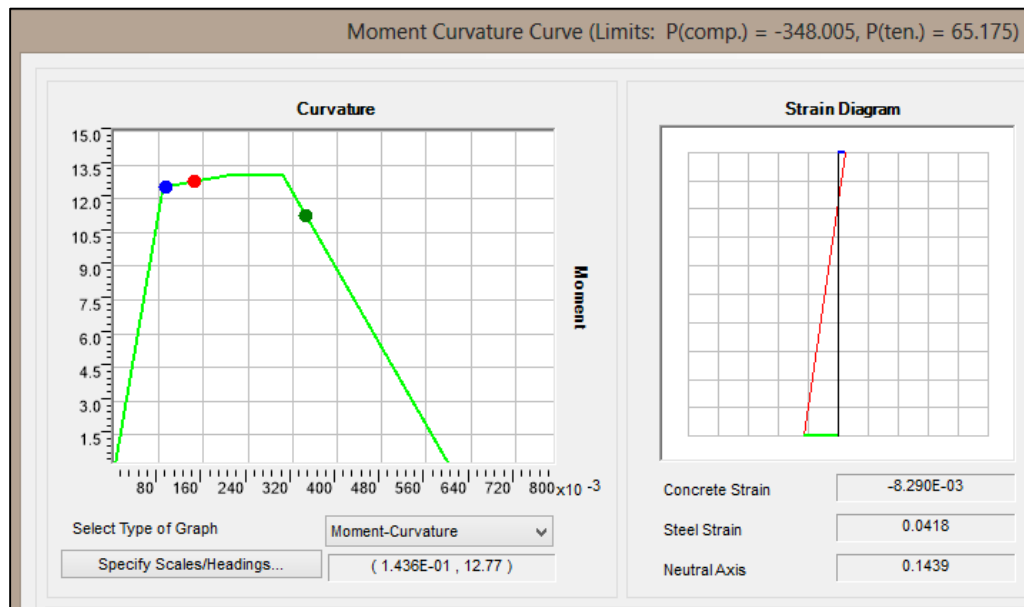
Figura N° 41. Creación de la sección de columna



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- Luego de que se creó la sección del elemento se obtuvo el diagrama y valores del momento – curvatura (ver figura N° 42).

Figura N° 42. Diagrama momento – curvatura de la columna



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- Los diagramas momento giro se obtuvieron a partir de los datos del momento curvatura obtenidos con la aplicación de la función Section Designer del programa SAP 2000. Para obtener el giro correspondiente en cada punto, se multiplicó cada valor de la curvatura por la longitud de cada rótula plástica (LP).

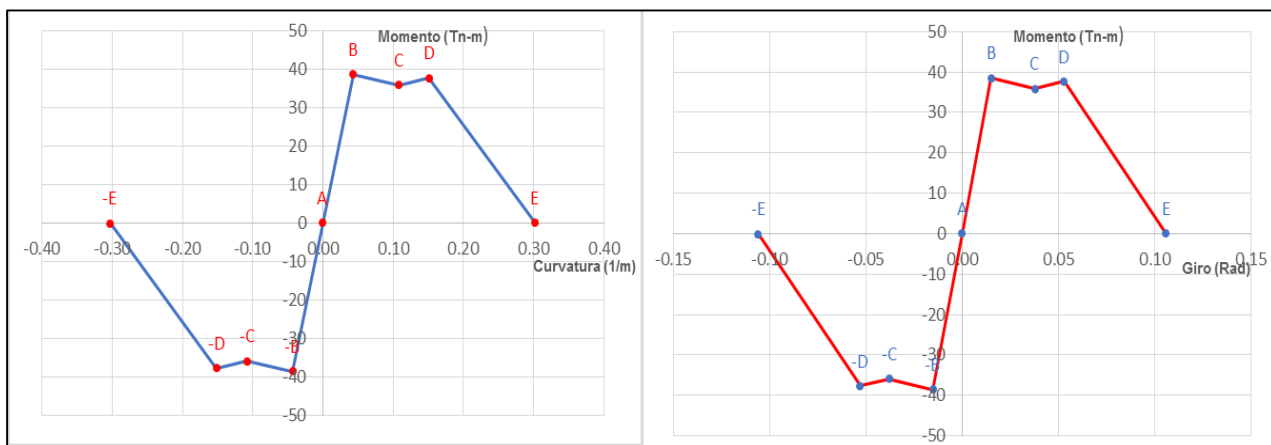
A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de vigas.

Tabla N° 17. Resultados de momento – curvatura y momento – giro viga 1

Sección (Viga 0.70*0.30)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/ m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	-E	-0.087	-0.303	0.350	-0.106
	-D	-37.650	-0.151	0.350	-0.053
	-C	-35.864	-0.108	0.350	-0.038
	-B	-38.546	-0.043	0.350	-0.015
	A	0.000	0.000	0.350	0.000
	B	38.546	0.043	0.350	0.015
	C	35.864	0.108	0.350	0.038
	D	37.650	0.151	0.350	0.053
	E	0.087	0.303	0.350	0.106

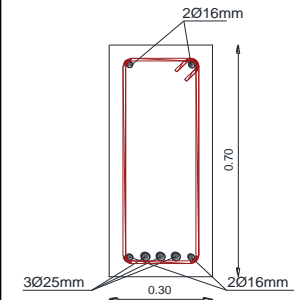
Fuente: Elaboración Propia, 2017.

Figura N° 43. Diagrama momento – curvatura y momento – giro viga 1



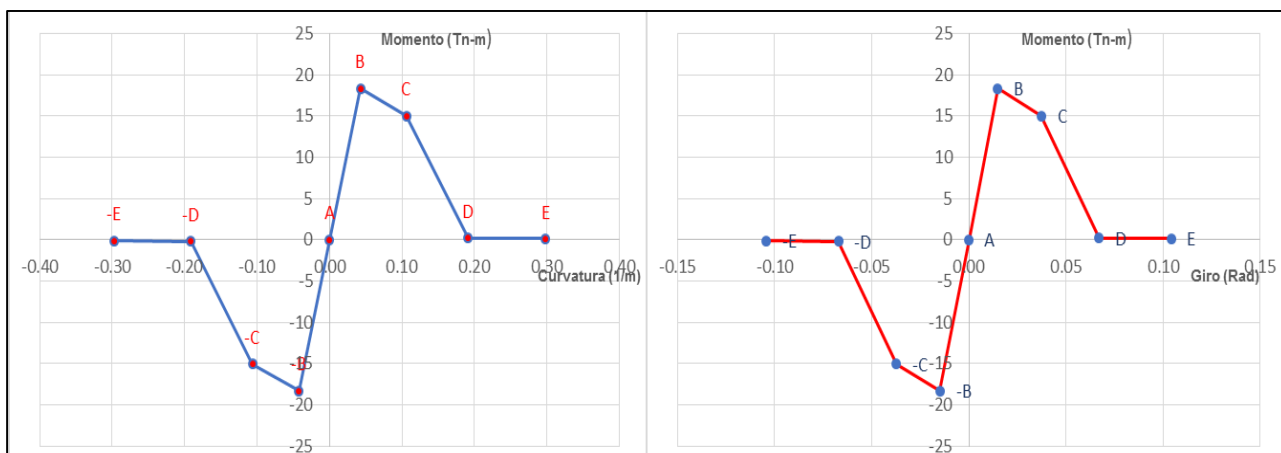
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla N° 18. Resultados de momento – curvatura y momento – giro viga 2

Sección (Viga 0.70*0.30)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/ m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	-E	-0.118	-0.298	0.350	-0.104
	-D	-0.209	-0.192	0.350	-0.067
	-C	-15.041	-0.106	0.350	-0.037
	-B	-18.319	-0.043	0.350	-0.015
	A	0.000	0.000	0.350	0.000
	B	18.319	0.043	0.350	0.015
	C	15.041	0.106	0.350	0.037
	D	0.209	0.192	0.350	0.067
	E	0.118	0.298	0.350	0.104

Fuente: Elaboración propia, 2017.

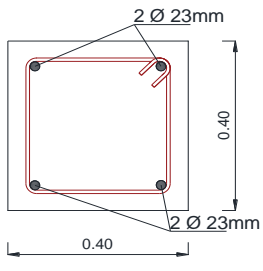
Figura N° 44. Diagrama momento – curvatura y momento – giro viga 2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

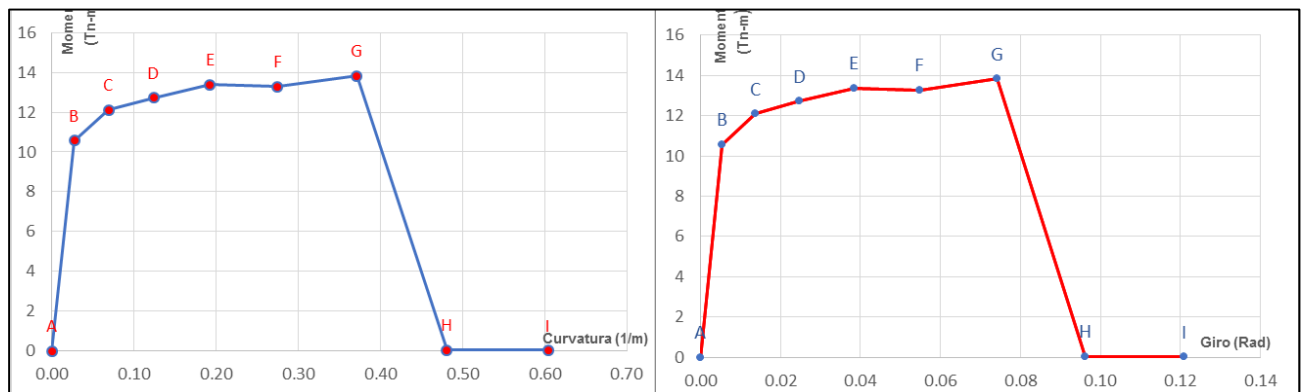
A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de columnas.

Tabla N° 19. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C1-P1

Sección Columna (C1-P1) 0.40*0.40	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	A	0.000	0.000	0.200	0.000
	B	10.565	0.028	0.200	0.006
	C	12.106	0.069	0.200	0.014
	D	12.721	0.124	0.200	0.025
	E	13.379	0.192	0.200	0.038
	F	13.285	0.275	0.200	0.055
	G	13.831	0.371	0.200	0.074
	H	0.039	0.481	0.200	0.096
	I	0.027	0.605	0.200	0.121

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 45. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C1-P1



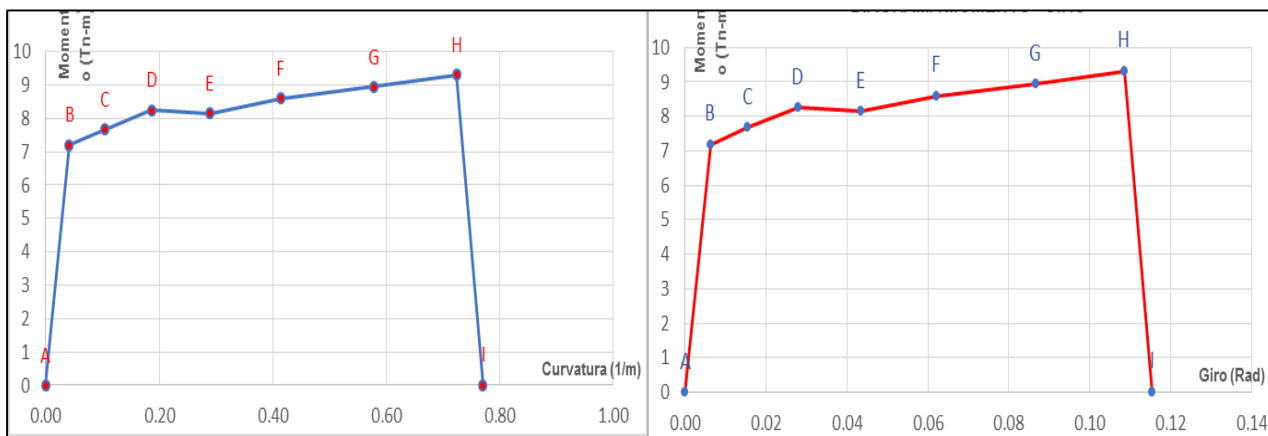
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla N° 20. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C2-P1

Sección Columna (C2-P1) 0.30*0.30	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	A	0.000	0.000	0.150	0.000
	B	7.195	0.041	0.150	0.006
	C	7.669	0.103	0.150	0.016
	D	8.245	0.186	0.150	0.028
	E	8.150	0.290	0.150	0.043
	F	8.590	0.414	0.150	0.062
	G	8.946	0.579	0.150	0.087
	H	9.310	0.724	0.150	0.109
	I	0.010	0.771	0.150	0.116

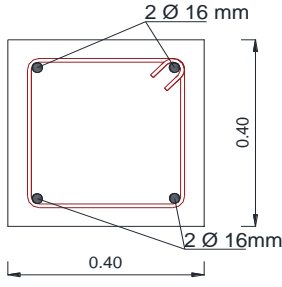
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 46. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C2-P1



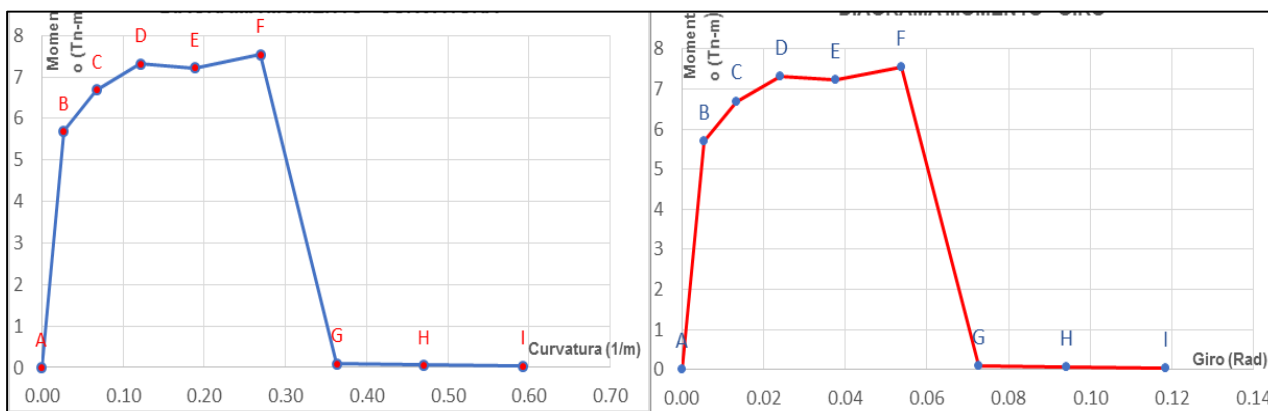
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla N° 21. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C1-P2

Sección Columna (C1-P2) 0.40*0.40	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/ m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	A	0.000	0.000	0.200	0.000
	B	5.692	0.027	0.200	0.005
	C	6.694	0.067	0.200	0.013
	D	7.318	0.121	0.200	0.024
	E	7.220	0.188	0.200	0.038
	F	7.539	0.269	0.200	0.054
	G	0.093	0.363	0.200	0.073
	H	0.055	0.471	0.200	0.094
	I	0.033	0.592	0.200	0.118

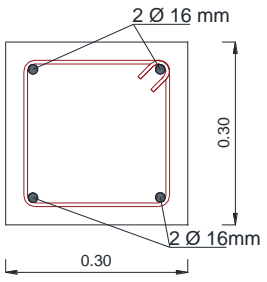
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 47. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C1-P2



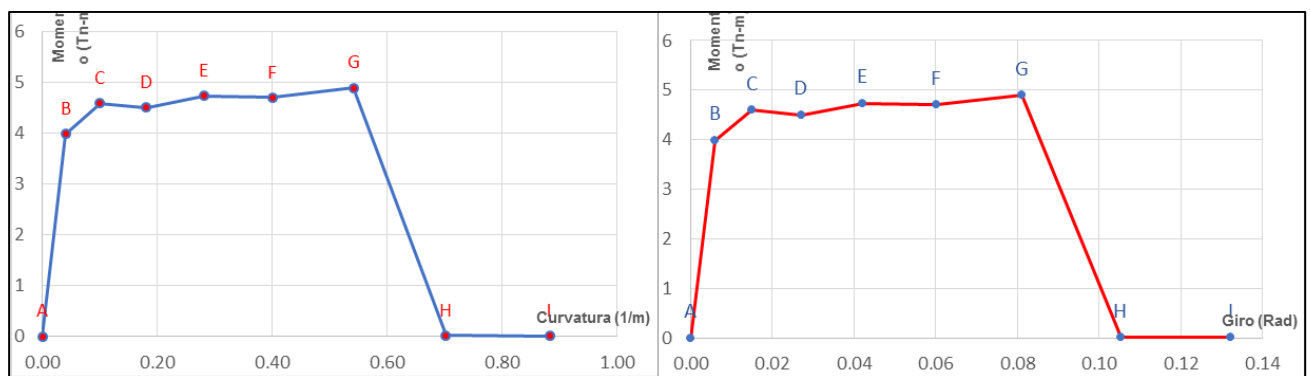
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla N° 22. Resultados momento – curvatura y momento – giro de C2-P2

Sección Columna (C2-P2) 0.30*0.30	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	A	0.000	0.000	0.150	0.000
	B	3.991	0.040	0.150	0.006
	C	4.595	0.100	0.150	0.015
	D	4.503	0.180	0.150	0.027
	E	4.738	0.281	0.150	0.042
	F	4.702	0.401	0.150	0.060
	G	4.898	0.541	0.150	0.081
	H	0.016	0.702	0.150	0.105
	I	0.010	0.882	0.150	0.132

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 48. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de C2-P2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

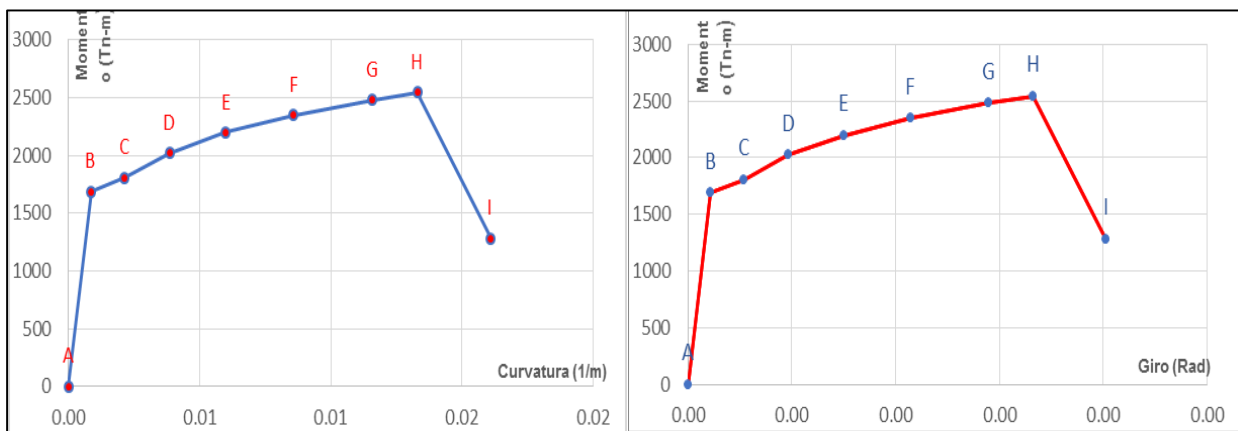
A continuación se presentan las relaciones momento curvatura y los diagramas de momento giro de placas.

Tabla N° 23. Resultados momento – curvatura y momento – giro de P1-P2

PLACA P1 - P2 (EJE 11-D)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	A	0.000	0.000	0.125	0.000
	B	1687.057	0.001	0.125	0.000
	C	1807.140	0.002	0.125	0.000
	D	2022.166	0.004	0.125	0.000
	E	2197.826	0.006	0.125	0.001
	F	2348.800	0.009	0.125	0.001
	G	2479.361	0.012	0.125	0.001
	H	2543.661	0.013	0.125	0.002
	I	1280.959	0.016	0.125	0.002

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 49. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de P1-P2



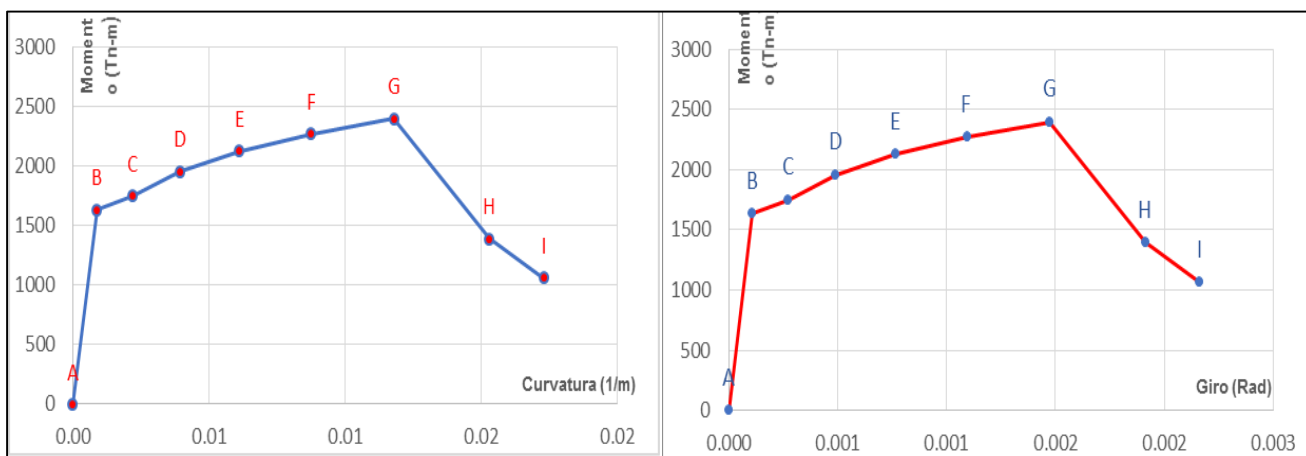
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Tabla N° 24. Resultados momento – curvatura y momento – giro de P3-P2

PLACA P3 - P2 (EJE 5-A)	PUNTO	MOMENTO	CURVATURA (1/m)	Lp (0.5*h)	GIRO (Curv.*Lp)
	A	0.000	0.000	0.125	0.000
	B	1634.314	0.001	0.125	0.000
	C	1749.942	0.002	0.125	0.000
	D	1957.103	0.004	0.125	0.000
	E	2125.685	0.006	0.125	0.001
	F	2269.985	0.009	0.125	0.001
	G	2396.830	0.012	0.125	0.001
	H	1389.773	0.015	0.125	0.002
	I	1059.745	0.017	0.125	0.002

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 50. Diagrama momento – curvatura y momento – giro de P3-P2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

3.7.4. Modelamiento estructural en SAP2000

Para obtener el punto desempeño de la estructura se tuvo que realizar el modelamiento en el programa SAP2000 v.19.0.1 y asignarle todas las propiedades y cargas que se obtuvieron anteriormente. Así como se detalla en el siguiente procedimiento:

- 1) Se crearon las líneas de coordenadas en los tres ejes (grilla) de acuerdo a las medidas obtenidas de los planos y verificados en campo (ver figura N° 51).

Figura N° 51. Creación de grilla del módulo A – 1

Define Grid System Data

System Name: GLOBAL

X Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
A	0	Primary	Yes	End	
B	6.9	Primary	Yes	End	
C	11.2	Primary	Yes	End	
D	18.1	Primary	Yes	End	

Y Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc	Grid Color
5	0	Primary	Yes	Start	
4	4.9	Primary	Yes	Start	
3	10	Primary	Yes	Start	
2	15.1	Primary	Yes	Start	
1	20.2	Primary	Yes	Start	
1'	24.3	Primary	Yes	Start	

Z Grid Data

Grid ID	Ordinate (m)	Line Type	Visible	Bubble Loc
Z1	0	Primary	Yes	End
Z2	4.1	Primary	Yes	End
Z3	8.1	Primary	Yes	End

Grid Lines

Quick Start...

Display Grids as

☒ Ordinates ☐ Spacing

☐ Hide All Grid Lines

☐ Glue to Grid Lines

Bubble Size: 1.25

Reset to Default Color

Reorder Ordinates

OK Cancel

Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 2) Se definieron los materiales y sus propiedades. Seleccionamos en la barra principal la opción "Define" y luego la opción "Materials", con la cual aparece una ventana y elegimos "Add New Material", en esta se pondrán definir todos los materiales y sus propiedades (figura N° 52).

Figura N° 52. Definición de materiales y sus propiedades para concretos

Material Property Data

General Data

Material Name and Display Color: C* f'c 210 Vigas P1-P2

Material Type: Concrete

Material Notes: Modify/Show Notes...

Weight and Mass

Weight per Unit Volume: 2.4

Mass per Unit Volume: 0.2447

Units

Tonf, m, C

Isotropic Property Data

Modulus of Elasticity, E: 2173706.5

Poisson, U: 0.15

Coefficient of Thermal Expansion, A: 9.900E-06

Shear Modulus, G: 945089.8

Other Properties for Concrete Materials

Specified Concrete Compressive Strength, f'c: 2100.

Expected Concrete Compressive Strength: 2100.

☒ Lightweight Concrete

Shear Strength Reduction Factor: 1.1286

Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 3) Una vez definidos los materiales, se definieron las secciones de los elementos estructurales y el acero de refuerzo que llevan estos. Seleccionamos la opción "Define" de la barra de menú principal y elegimos la opción "Frame Sections", luego se elige la opción "Add New Property" y se escoge la opción de "Concrete" sección rectangular, aquí definimos las dimensiones de la sección del elemento y el material a usar (figura N° 53). Para la sección de las placas se escoge la opción "other" y "section designer" aquí el programa nos brinda las opciones para dibujar las secciones y asignarle el acero de refuerzo según los datos de los planos.
- 4) Se eligió la opción "Concrete Reinforcement" para definir el acero de refuerzo que lleva cada sección. En la figura N° 54 a la derecha se muestra la ventana para asignar el análisis para columnas y se asignó el acero de refuerzo, a la izquierda se muestra la ventana para las vigas donde solo se definió el tipo de análisis.

Figura N° 53. Dimensiones de sección de elemento y tipo de material

Rectangular Section

Section Name: C-01(40X40)P1 Display Color: [Yellow]

Section Notes: [Modify/Show Notes...]

Dimensions

Depth (t3): 0.4

Width (t2): 0.4

Section

[Diagram showing a square section with dimensions 0.4 and 0.4]

Material

[+] C* fc 210 Columnas P1

Property Modifiers

[Set Modifiers...]

Properties

[Section Properties...]

[Time Dependent Properties...]

[Concrete Reinforcement...]

[OK] [Cancel]

Tipo de material

Dimensiones del elemento

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 54. Tipo de análisis y asignación de la distribución del acero

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: [+] A615Gr60

Confinement Bars (Ties): [+] A615Gr60

Design Type

☒ Column (P-M2-M3 Design)

☐ Beam (M3 Design Only)

Reinforcement Configuration

☒ Rectangular

☐ Circular

Confinement Bars

☒ Ties

☐ Spiral

Longitudinal Bars - Rectangular Configuration

Clear Cover for Confinement Bars: 0.04

Number of Long Bars Along 3-dir Face: 2

Number of Long Bars Along 2-dir Face: 2

Longitudinal Bar Size: [+] #7

Confinement Bars

Confinement Bar Size: [+] 3/8"

Longitudinal Spacing of Confinement Bars: 0.15

Number of Confinement Bars in 3-dir: 2

Number of Confinement Bars in 2-dir: 2

Check/Design

☒ Reinforcement to be Checked

☐ Reinforcement to be Designed

[OK] [Cancel]

Reinforcement Data

Rebar Material

Longitudinal Bars: [+] A615Gr60

Confinement Bars (Ties): [+] A615Gr60

Design Type

☐ Column (P-M2-M3 Design)

☒ Beam (M3 Design Only)

Concrete Cover to Longitudinal Rebar Center

Top: 0.06

Bottom: 0.06

Reinforcement Overrides for Ductile Beams

Left: Top: 0, Bottom: 0

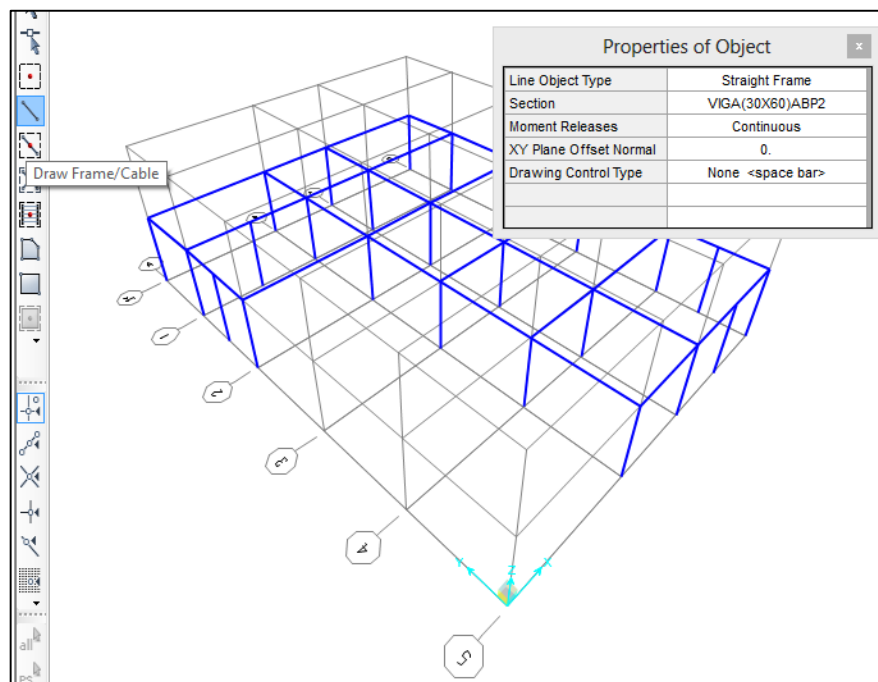
Right: Top: 0, Bottom: 0

[OK] [Cancel]

Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 5) Cuando se tuvieron definidos los materiales y secciones de todos los elementos, estos se dibujaron en la grilla con la opción de "Draw Frame/Cable" (figura N° 55).

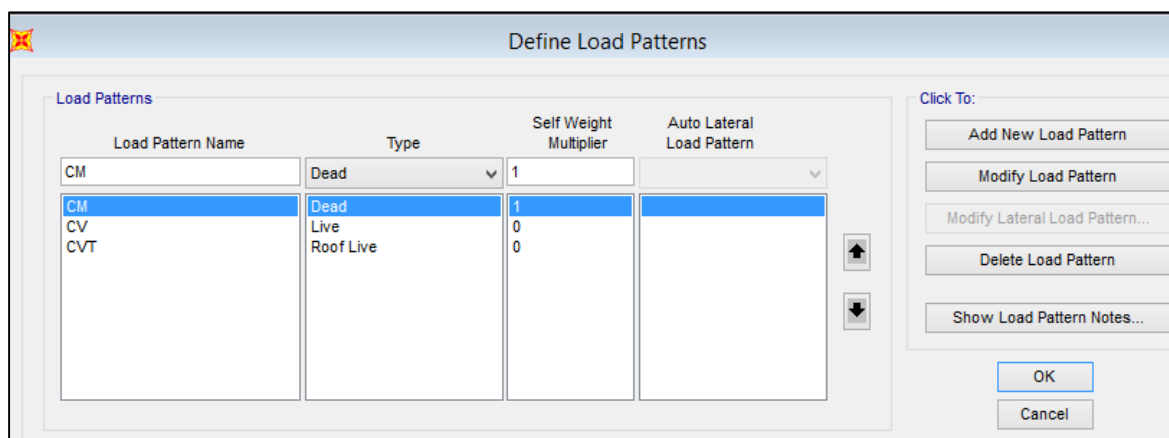
Figura N° 55. Creación de los elementos en la grilla



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 6) Con la estructura ya modelada procedimos a definir los patrones de carga. Para la presente investigación se determinó la carga muerta (CM), carga viva (CV) y la carga viva de techo (CVT). Para esto se elige la opción "Define"/ "Load Patterns" y automáticamente se muestra la definición de los tres patrones de carga.

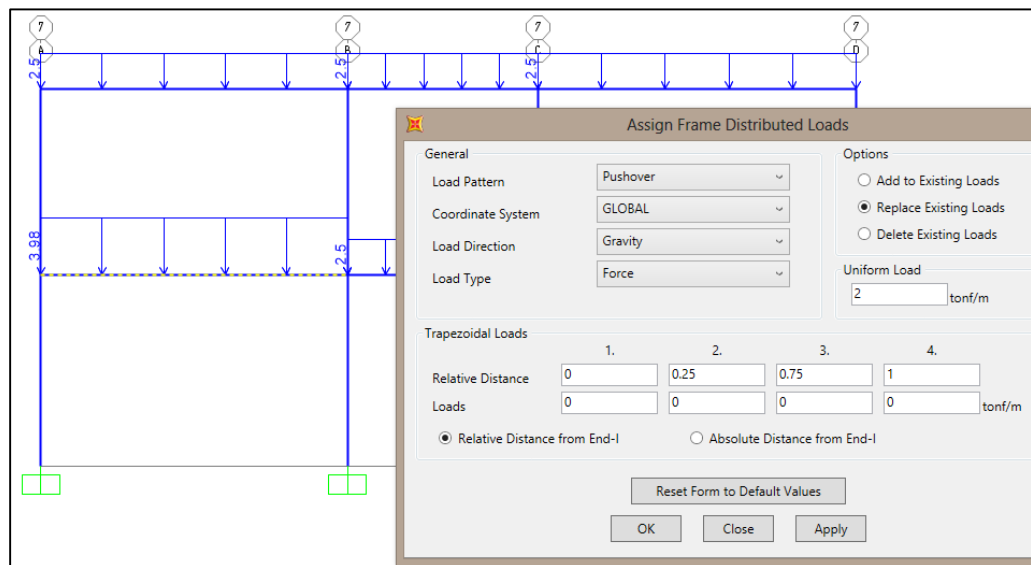
Figura N° 56. Definición de metrado de cargas



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 7) Una vez definidos los patrones de carga se asignó a cada eje el metrado de cargas calculadas según consideraciones de la norma E.030, esto se realizó seleccionando cada viga por tramo del eje y seleccionamos la opción “Assign”, seleccionamos “Frame Loads” y finalmente “Distributed” en donde apareció la siguiente ventana y se asignó la carga correspondiente (figura N° 57).

Figura N° 57. Cargas distribuidas por eje



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 8) En base a los patrones de carga se definen los casos de carga. Para la presente investigación se definieron dos casos: el caso de carga gravitacional no lineal (CGNL) en donde se añadió todas las cargas por gravedad CM, CV y CVT multiplicadas por su respectivo factor de ampliación y el caso para el análisis estático no lineal (AENL) en donde se definió la aceleración del sismo en los sentidos de los ejes “X” y “Y” y se eligió la opción para que el programa haga el análisis por desplazamiento y no por fuerza por lo que se tomó un nudo de control en el centro de la estructura. Para esto se elige la opción de la barra de menú principal “Define”/ “Load Cases” y se escogió la opción “Add New Load Case”, como se ve en la figura N° 58 (CGNL) y figura N° 59 (AENL_X).

Figura N° 58. Caso de carga: carga gravitacional no lineal

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: CGNL [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
☒ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☐ Continue from State at End of Nonlinear Case []
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case [MODAL]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Load Pattern	CM	1
Load Pattern	CV	0.5
Load Pattern	CVT	0.25

[Add] [Modify] [Delete]

Geometric Nonlinearity Parameters:
☒ None
☐ P-Delta
☐ P-Delta plus Large Displacements

Mass Source:
 Previous []

Other Parameters:
 Load Application: Full Load [Modify/Show...]
 Results Saved: Final State Only [Modify/Show...]
 Nonlinear Parameters: Default [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 59. Caso de carga: análisis estático no lineal en X

Load Case Data - Nonlinear Static

Load Case Name: AENL_X [Set Def Name] [Modify/Show...]

Load Case Type: Static [Design...]

Initial Conditions:
☐ Zero Initial Conditions - Start from Unstressed State
☒ Continue from State at End of Nonlinear Case [CGNL]
 Important Note: Loads from this previous case are included in the current case

Modal Load Case:
 All Modal Loads Applied Use Modes from Case [M]

Loads Applied:

Load Type	Load Name	Scale Factor
Accel	UX	-1
Accel	UX	-1

Other Parameters:
 Load Application: Displ Control
 Results Saved: Multiple States
 Nonlinear Parameters: Default

Load Application Control for Nonlinear Static Analysis

Load Application Control:
☐ Full Load
☒ Displacement Control

Control Displacement:
☐ Use Conjugate Displacement
☒ Use Monitored Displacement
 Load to a Monitored Displacement Magnitude of: 0.5

Monitored Displacement:
☒ DOF [U1] at Joint [80]
☐ Generalized Displacement []

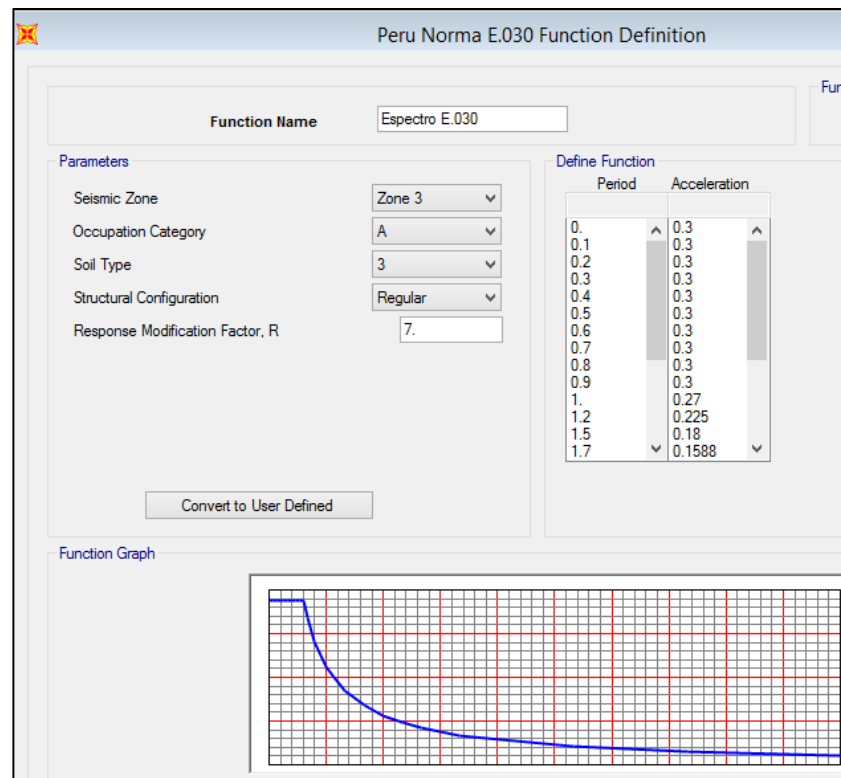
Additional Controlled Displacements:
 None [Modify/Show...]

[OK] [Cancel]

Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 9) Luego procedimos a cargar el espectro según la norma E.030, para esto elegimos la opción “Functions”/ “Response Spectrum”, luego elegimos el espectro de la norma peruana, elegimos la opción “Add New Function” e ingresamos los parámetros que corresponden a nuestra estructura (figura N° 60).

Figura N° 60. Espectro de la norma técnica E.030



Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 10) Para realizar el análisis estático no lineal se eligieron los criterios y parámetros. Para esto seleccionamos “Define”/ “Pushover Parameter Sets”, y como se usó el procedimiento propuesto por el ATC-40, seleccionamos “ATC 40 Capacity Spectrum”. Al elegir la opción anterior apareció la ventana de la figura N° 61, en la que elegimos las coordenadas en las que queremos obtener la curva de capacidad y el punto de desempeño ($S_a - S_d$), también se escogió la forma en que queremos que se realice el análisis, esto es con el espectro de respuesta de la norma peruana que cargamos en el paso anterior o usando los coeficientes C_a y C_v .
- 11) En este paso asignamos las rótulas plásticas, para vigas se asignaron tres rótulas, para columnas y placas dos. Primero seleccionamos todos los elementos por tipo (por ejemplo todas las vigas), luego vamos a la opción “Assign” / “Frame” / “Hinges” y asignamos la distancia a la que estará ubicada la rótula, elegimos “Add Hinge” y

definimos las propiedades como se ve en la figura N° 62, este procedimiento se realizó para las demás rótulas según su ubicación y tipo de elemento.

Figura N° 61. Parámetros para el método del ATC - 40

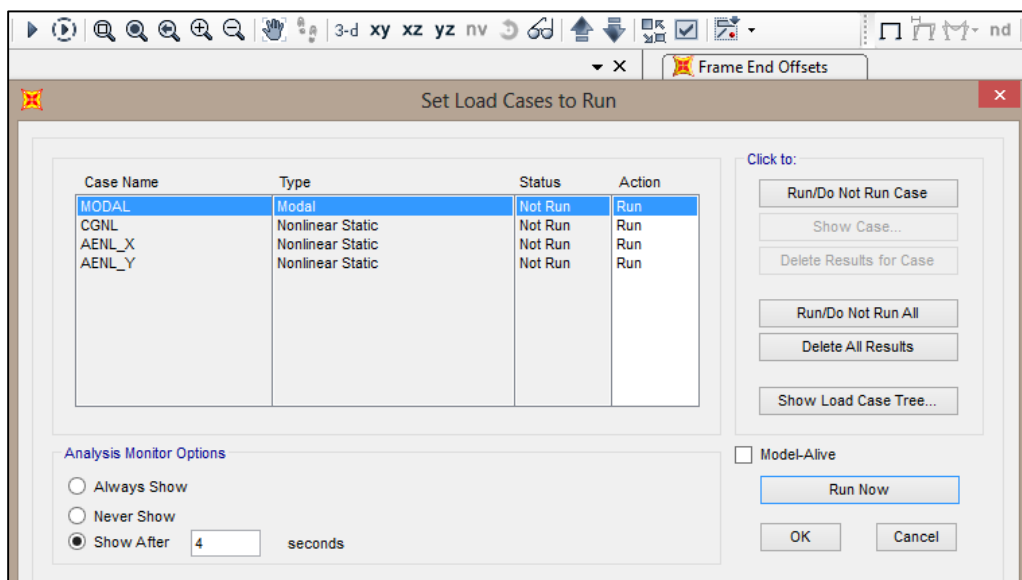
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 62. Asignación de rótulas plásticas

Fuente: Elaboración propia, 2017.

- 12) Después de haber realizado los pasos anteriores, comenzamos con el análisis estático no lineal pulsando el botón “Run Analysis” y en la ventana que aparece damos *click* en “Run Now”, luego apareció una ventana que mostraba el avance del análisis y en caso de producirse un error o de haber definido incorrectamente algún parámetro mostrará un aviso de lo ocurrido (figura N° 63).

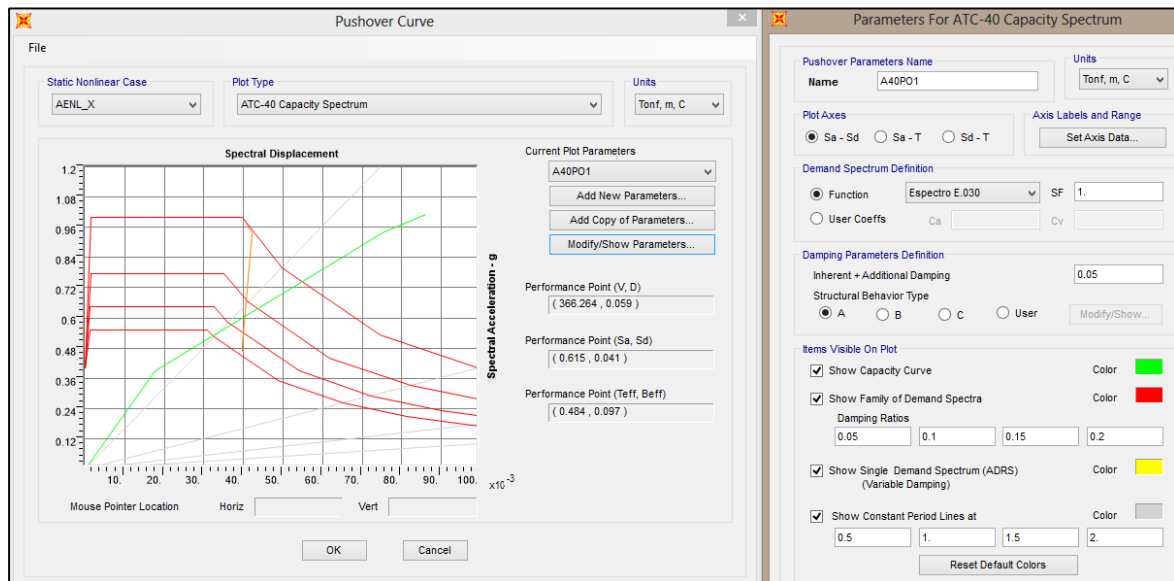
Figura N° 63. Inicio del análisis del programa SAP2000



Fuente: Elaboración propia, 2017.

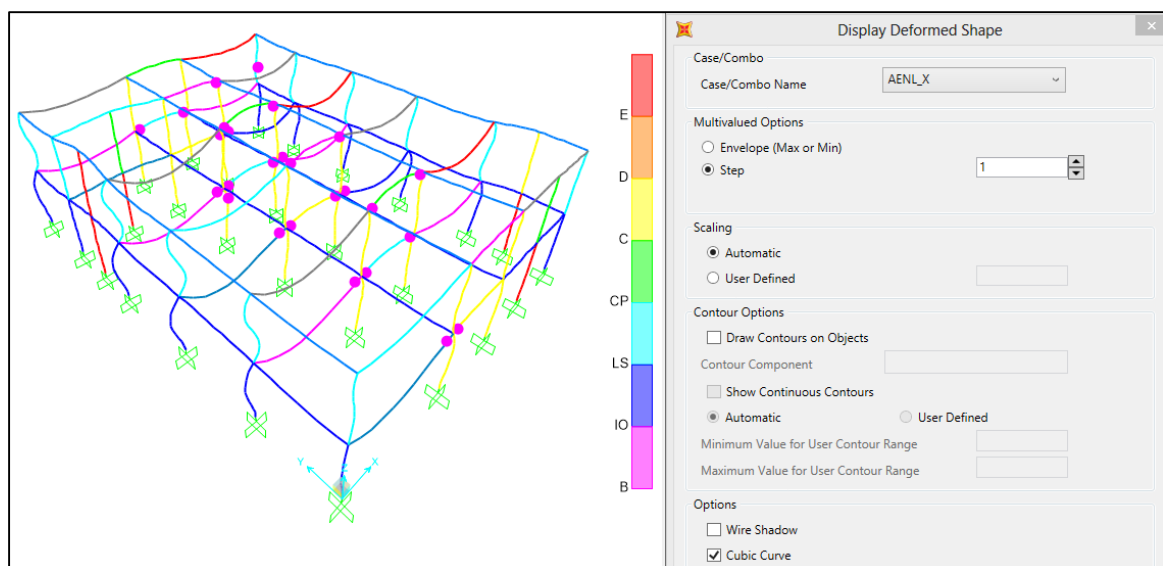
- 13) Cuando el análisis terminó seleccionamos “Display” / “Show Static Pushover Curve” para visualizar la curva de capacidad y el punto de desempeño para el espectro de respuesta calculado con la norma técnica E.030 o para los distintos tipos de sismos seleccionamos la opción “Modify/Show Parameters”, luego seleccionando “Function” elegimos el espectro de respuesta y seleccionando “User Coeffs” asignaremos los coeficientes correspondientes a cada sismo. Seleccionamos OK después de haber completado este paso para poder ver los resultados (figura N° 64).
- 14) Para visualizar la secuencia de aparición de rótulas seleccionamos “Display”/ “Show Deformed Shape”, en donde podemos elegir el caso de cargas. En el extremo inferior derecho dimos *click* en la flecha derecha para ver el siguiente estado de las rótulas. Las escalas que aparecen al lado derecho del modelamiento indican las siglas en inglés para el nivel de desempeño en el que van incursionando las rótulas plásticas (figura N° 65).

Figura N° 64. Parámetros para curva capacidad y punto de desempeño



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 65. Secuencia de aparición de rotulas plásticas



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Todos los resultados obtenidos a través del análisis estático no lineal “*pushover*” en el programa SAP2000 son mostrados en el siguiente capítulo de Resultados.

CAPÍTULO 4. RESULTADOS

4.1 Resultados del módulo A-1 sismo en dirección "X"

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron para el módulo A-1 aplicando el sismo en la dirección del eje "X"

4.1.1. Curva capacidad

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje "X", se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en el punto central del último nivel generados por los correspondientes valores de cortantes basales (tabla N° 25).

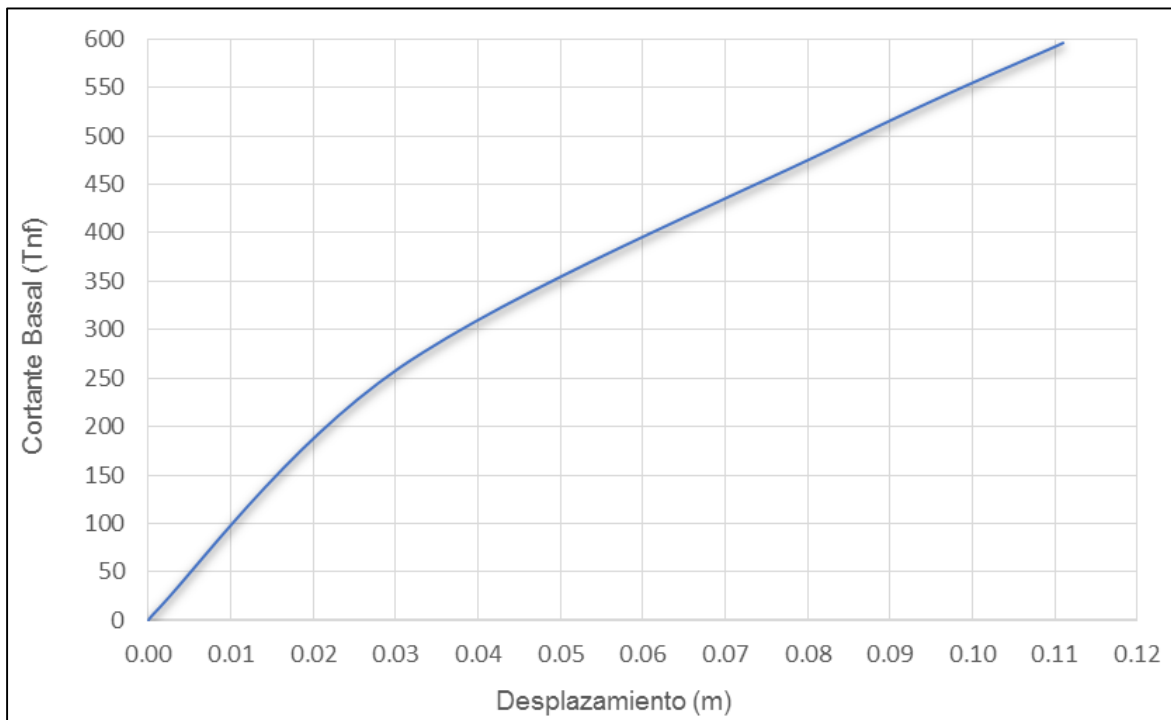
Tabla N° 25. Valores de la curva capacidad módulo A-1 sismo en dirección "X"

Punto	Desplazamiento en techo (m)	Cortante basal (Tnf)
0	0.000000	0.0000
1	0.000382	4.3092
2	0.030492	260.8485
3	0.084090	491.8780
4	0.110792	595.5222
5	0.110792	595.5127
6	0.110805	595.6161
7	0.110809	595.6161
8	0.110838	595.7276
9	0.110839	595.7349
10	0.110864	595.8277
11	0.110868	595.8068
12	0.110896	595.9083
13	0.110899	595.9052
14	0.110919	595.9823
15	0.110919	595.9840
16	0.110930	596.0229

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Al graficar los valores de la tabla N° 25 se obtuvo la curva capacidad de la estructura para el sismo en dirección del eje "X" se muestra a continuación en la figura N° 66.

Figura N° 66. Curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "X"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

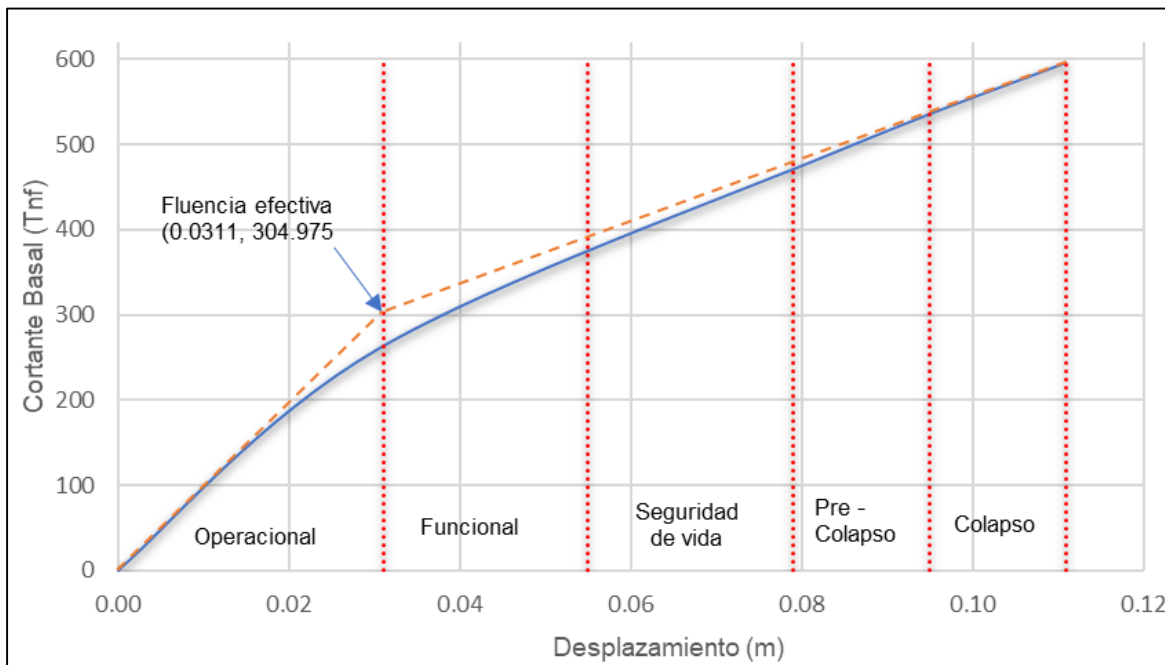
4.1.2. Sectorización de la curva capacidad

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 fue necesario sectorizar la curva de capacidad para poder encontrar el límite de cada nivel de desempeño, como se muestra en el ítem 2.2.8.4.

El procedimiento que se siguió para realizar la sectorización de la curva de capacidad inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad y la determinación del punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

La figura N° 67 muestra la representación bilineal y las coordenadas del punto de fluencia efectiva.

Figura N° 67. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "X"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

En la figura se muestra el punto de fluencia efectiva hallado. Las coordenadas de este son las siguientes.

$$P_{FE}: (0.0311 \text{ m}, 304.975 \text{ Tnf})$$

Por lo tanto los rangos elástico y plástico quedaron delimitados de la siguiente manera en la tabla N° 26.

Tabla N° 26. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-1 sismo en dirección "X"

Rango	Desplazamiento	
	Límite inferior	Límite superior
Rango elástico	0.0000	0.0311
Rango plástico	0.0311	0.1109

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC asociados a cada nivel de desempeño fueron calculados según la tabla N°

11. Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encontró la estructura de acuerdo al punto de desempeño, el cual se evaluó más adelante para cada sismo de diseño. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla N° 27.

Tabla N° 27. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-1 sismo en dirección "X"

Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	Límite inferior (m)	Límite superior (m)
Operacional	0.00000	0.03110
Funcional	0.03110	0.05505
Seguridad de vida	0.05505	0.07900
Pre - colapso	0.07900	0.09496
Colapso	0.09496	0.11093

Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.1.3. Puntos de desempeño del módulo A-1 sismo en dirección "X"

En las figuras N° 68, 69, 70 y 71 se muestran los resultados obtenidos del programa SAP2000 con los cuales se determinó el punto de desempeño estructural para los sismos indicados, los factores de aceleración para cada sismo se muestran en la tabla N° 28.

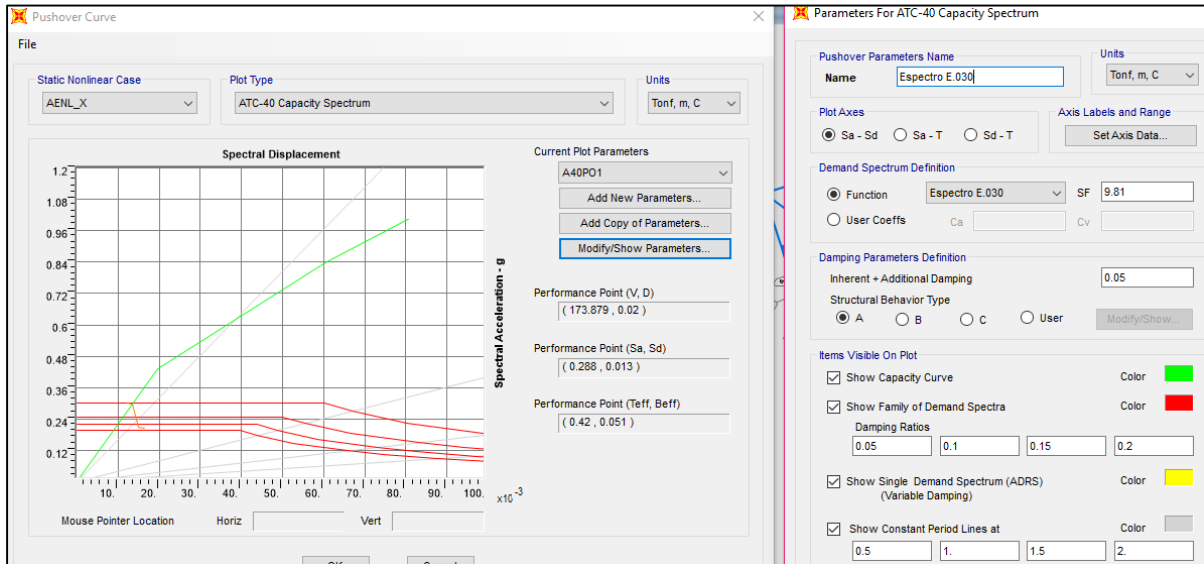
Tabla N° 28. Coeficientes sísmicos para cada tipo de sismo

Sismo de diseño	Ca	Cv
Frecuente	0.20	0.20
Ocasional	0.25	0.25
Raro	0.40	0.40
Muy Raro	0.50	0.50

Fuente: Muñoz, Tinman, & Quiun, 2015.

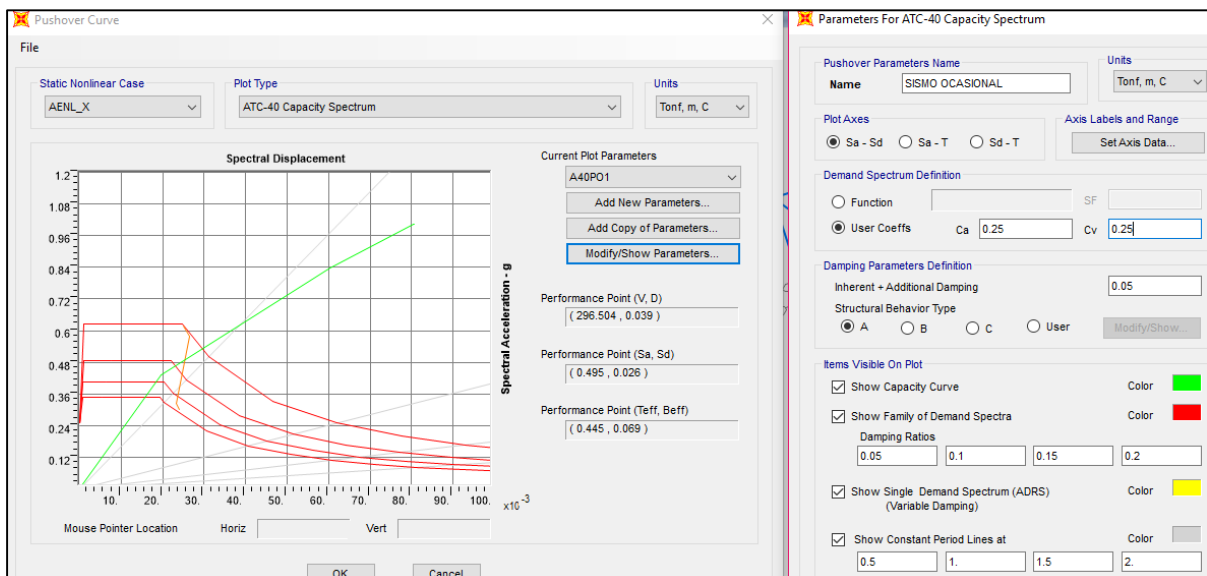
El punto de desempeño para la norma E.030 fue calculado a través del espectro que se especifica en esta.

**Figura N° 68. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-1
sismo en dirección "X"**



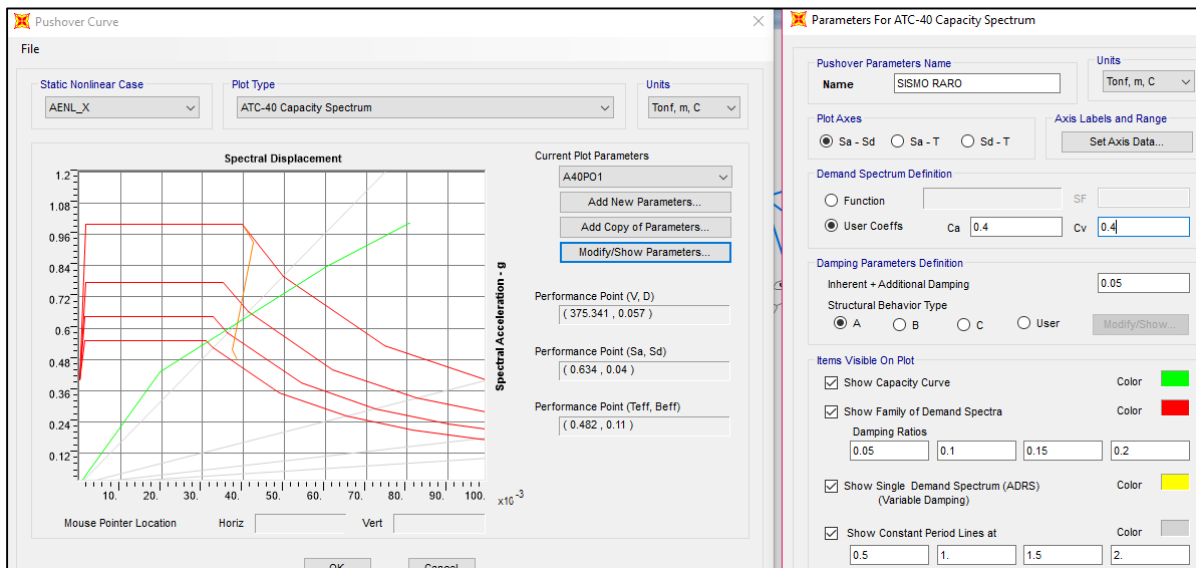
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 69. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "X" módulo A-1



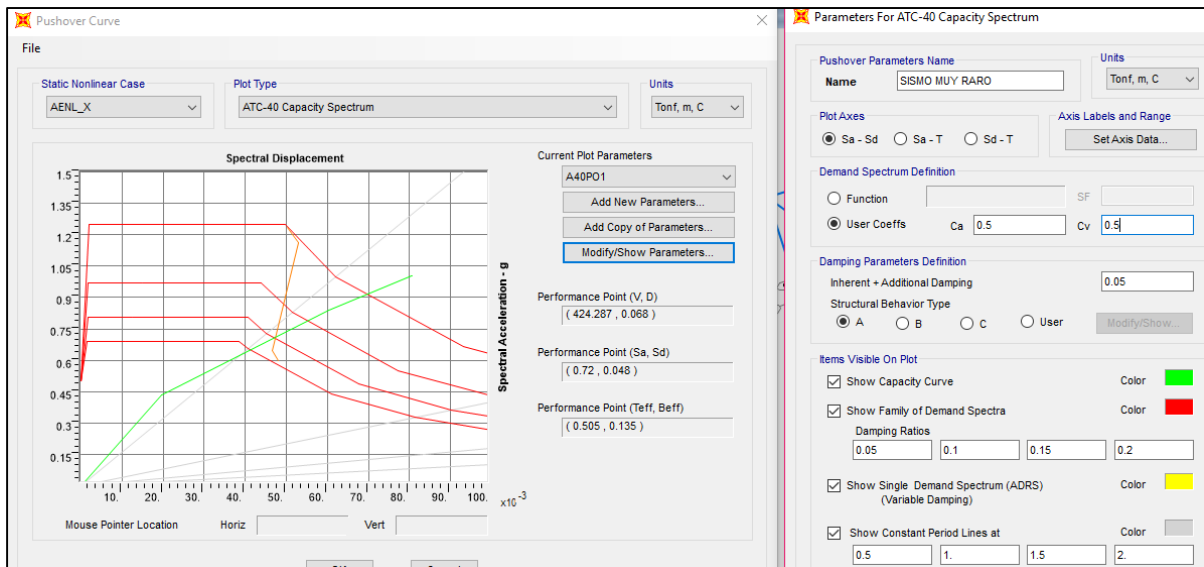
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 70. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección "X" módulo A-1



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 71. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección "X" módulo A-1



Fuente: Elaboración propia, 2017.

En la tabla N° 29 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en ambas direcciones estos están representados en dos tipos de coordenadas que son los de desplazamiento del nudo de control Δ versus la cortante basal V y también en coordenadas ADRS, representados como el desplazamiento espectral S_d versus la aceleración espectral S_a , además se muestra el periodo T y el amortiguamiento viscoso equivalente β . Para nuestro análisis del nivel de desempeño de la estructura se usó el par correspondiente a (Δ, V) , debido a que la curva de

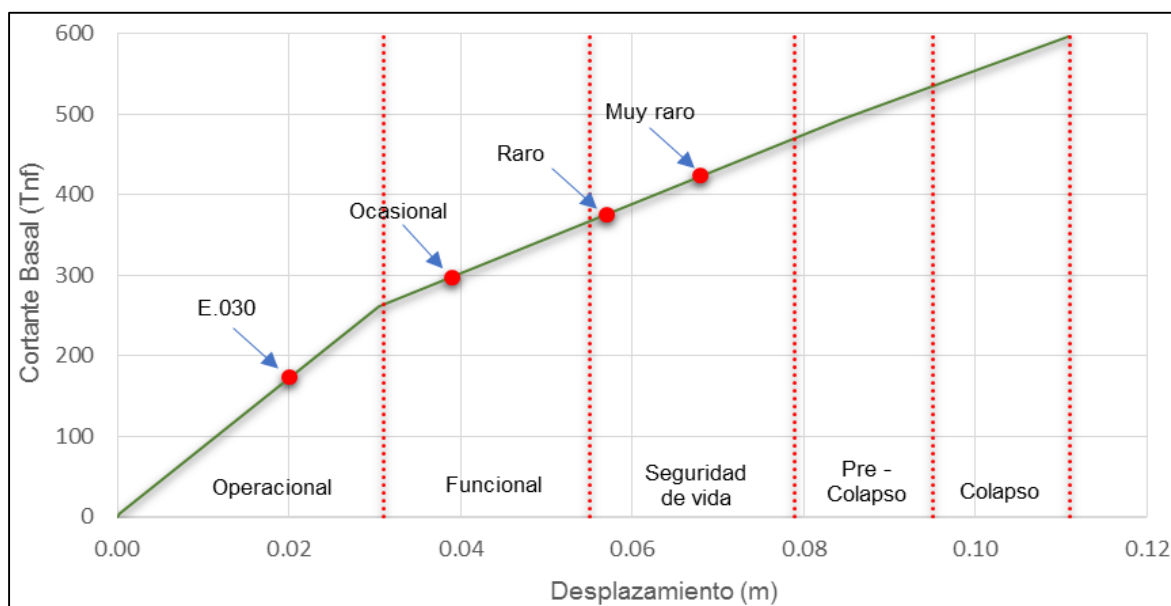
capacidad se encuentra graficada en estas coordenadas y la sectorización de los niveles de desempeño sísmico se realizó en dicha curva capacidad.

Tabla N° 29. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-1 sismo en dirección "X"

Dirección	Sismo	V (Tn)	Δ (m)	Sa (g)	Sd (m)	T (seg)	β_{eq} (%)
X	E.030	173.879	0.020	0.288	0.013	0.420	5.10%
	Ocasional	296.504	0.039	0.495	0.026	0.445	6.90%
	Raro	375.341	0.057	0.634	0.040	0.482	11.00%
	Muy raro	424.287	0.068	0.720	0.048	0.505	13.50%

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 72. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-1 sismo en dirección "X"

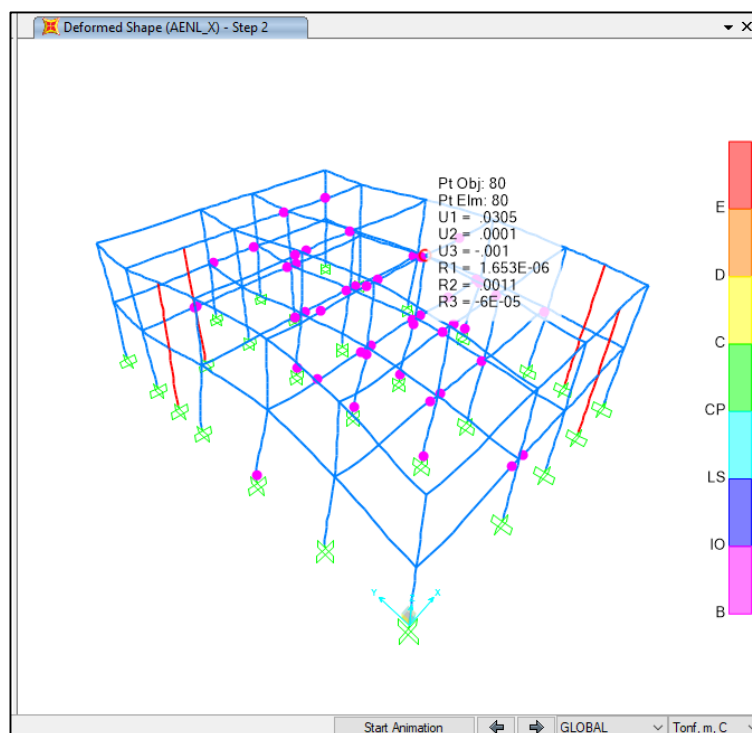


Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.1.4. Rótulas formadas en el módulo A-1 sismo en dirección "X"

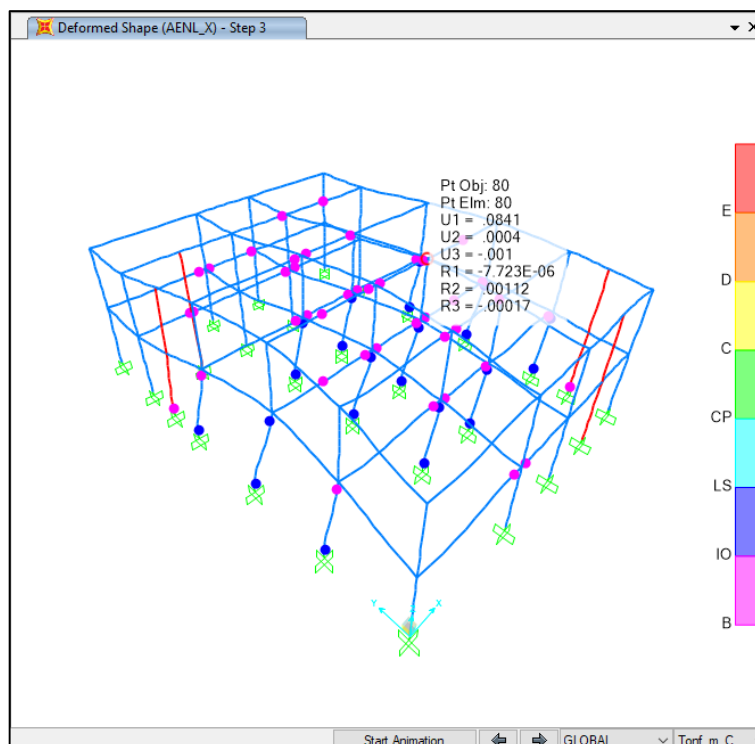
A continuación se muestra las rótulas formadas para el sismo en dirección "X"

Figura N° 73. Rótulas en nivel operacional en el módulo A-1 sismo en dirección "X"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 74. Rótulas en nivel de seguridad de vida en el módulo A-1 sismo en dirección "X"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.2 Resultados del módulo A-1 sismo en dirección "Y"

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron para el módulo A-1 aplicando el sismo en la dirección del eje "Y"

4.2.1. Curva capacidad

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje "Y", se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en el punto central del último nivel generados por los correspondientes valores de cortantes basales (tabla N° 30).

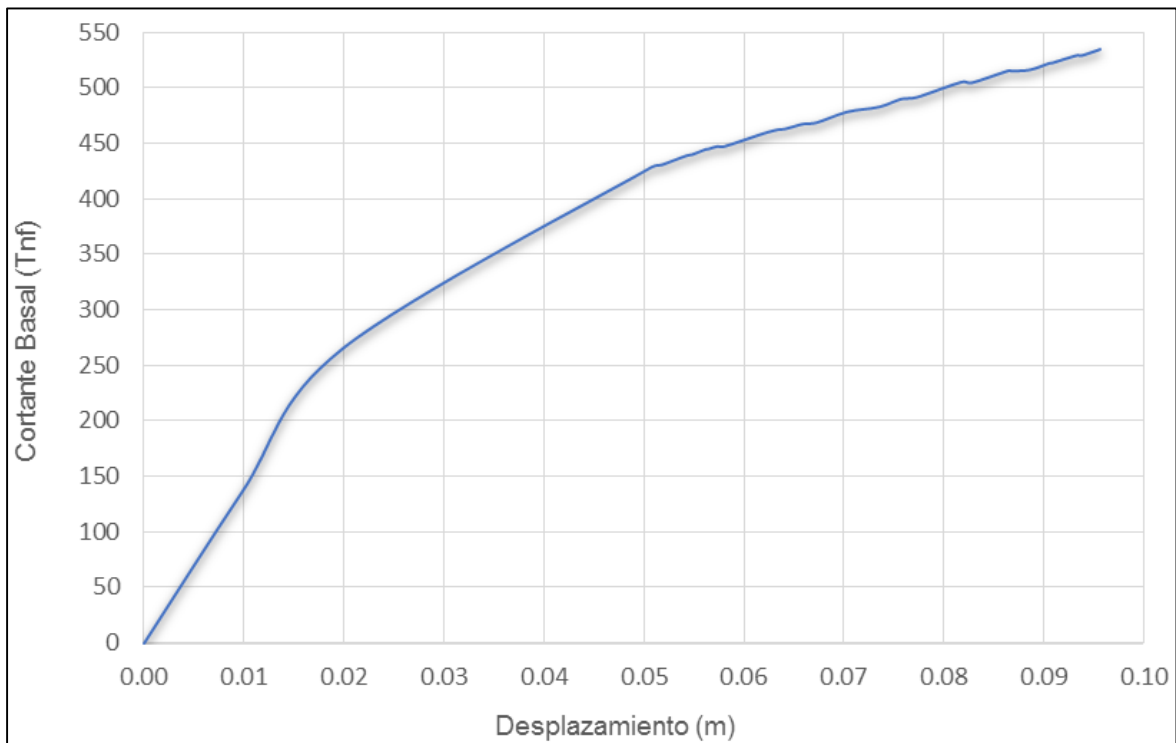
Tabla N° 30. Valores de la curva capacidad módulo A-1 sismo en dirección "Y"

Punto	Desplazamiento en Techo (m)	Cortante Basal (Tnf)	Punto	Desplazamiento en Techo (m)	Cortante Basal (Tnf)
0	0.000017	0	15	0.067334	468.3812
1	0.009818	136.0944	16	0.070319	477.9416
2	0.019861	264.9434	17	0.073544	482.4061
3	0.050816	428.4438	18	0.075781	489.5996
4	0.051718	430.0802	19	0.077329	491.1431
5	0.054287	438.6471	20	0.081842	504.9524
6	0.054811	439.5376	21	0.082794	504.1328
7	0.056228	444.3375	22	0.086545	515.1767
8	0.056469	444.5866	23	0.08678	514.7436
9	0.057365	446.9735	24	0.088639	515.7798
10	0.058072	446.9359	25	0.090515	521.4584
11	0.061954	458.4909	26	0.090983	522.2864
12	0.063342	461.8467	27	0.093329	528.8254
13	0.064207	462.8175	28	0.093806	528.6275
14	0.065933	467.0955	29	0.095682	534.2428

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Al graficar los valores de la tabla N° 30 se obtuvo la curva capacidad de la estructura para el sismo en dirección del eje "Y" se muestra a continuación en la figura N° 75.

Figura N° 75. Curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "Y"



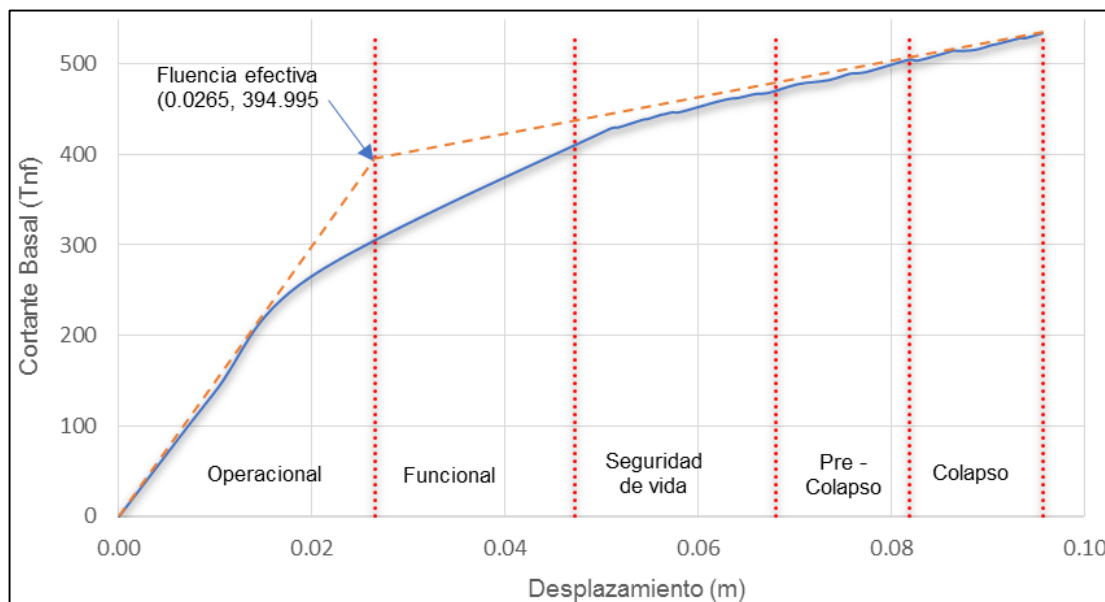
Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.2.2. Sectorización de la curva capacidad

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 fue necesario sectorizar la curva de capacidad para poder encontrar el límite de cada nivel de desempeño, como se muestra en el ítem 2.2.8.4.

El procedimiento que se siguió para realizar la sectorización de la curva de capacidad inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad y la determinación del punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

Figura N° 76. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-1 sismo en dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

En la figura se muestra el punto de fluencia efectiva hallado. Las coordenadas de este son las siguientes.

$$P_{FE}: (0.0265 \text{ m}, 394.995 \text{ Tnf})$$

Por lo tanto los rangos elástico y plástico quedaron delimitados de la siguiente manera en la tabla N° 31.

Tabla N° 31. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-1 sismo en dirección "Y"

Rango	Desplazamiento	
	Límite inferior	Límite superior
Rango elástico	0.0000	0.0265
Rango plástico	0.0265	0.0957

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC asociados a cada nivel de desempeño fueron calculados según la tabla N° 11. Los valores obtenidos son importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encontró la estructura de acuerdo al punto de desempeño, el cual se

evaluó más adelante para cada sismo de diseño. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla N° 32.

Tabla N° 32. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-1 sismo en dirección "Y"

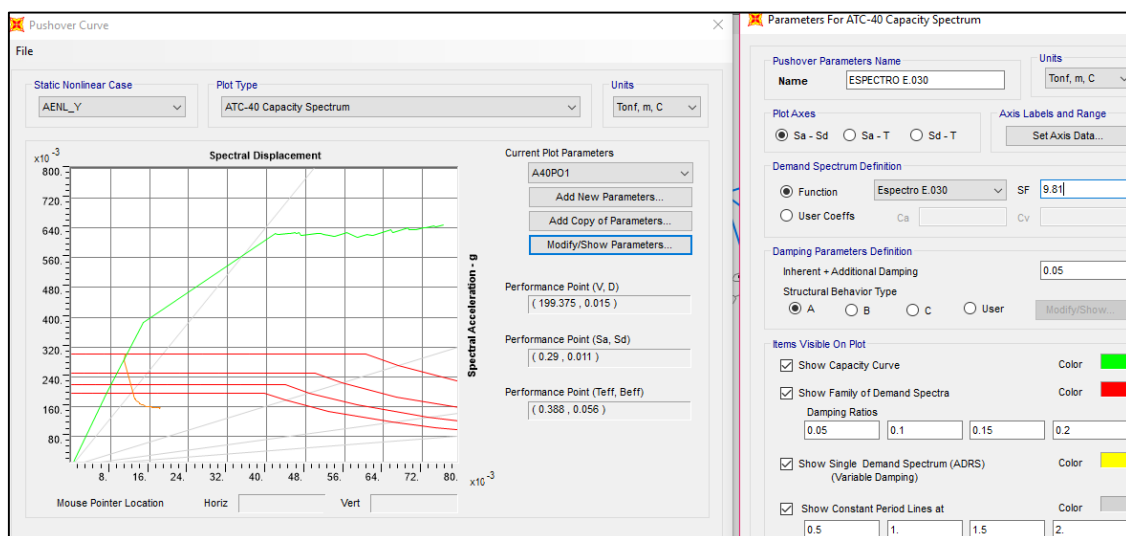
Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	Límite inferior (m)	Límite superior (m)
Operacional	0.000000	0.026500
Funcional	0.026500	0.047255
Seguridad de vida	0.047255	0.068009
Pre - colapso	0.068009	0.081846
Colapso	0.081846	0.095682

Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.2.3. Puntos de desempeño del módulo A-1 sismo en dirección "Y"

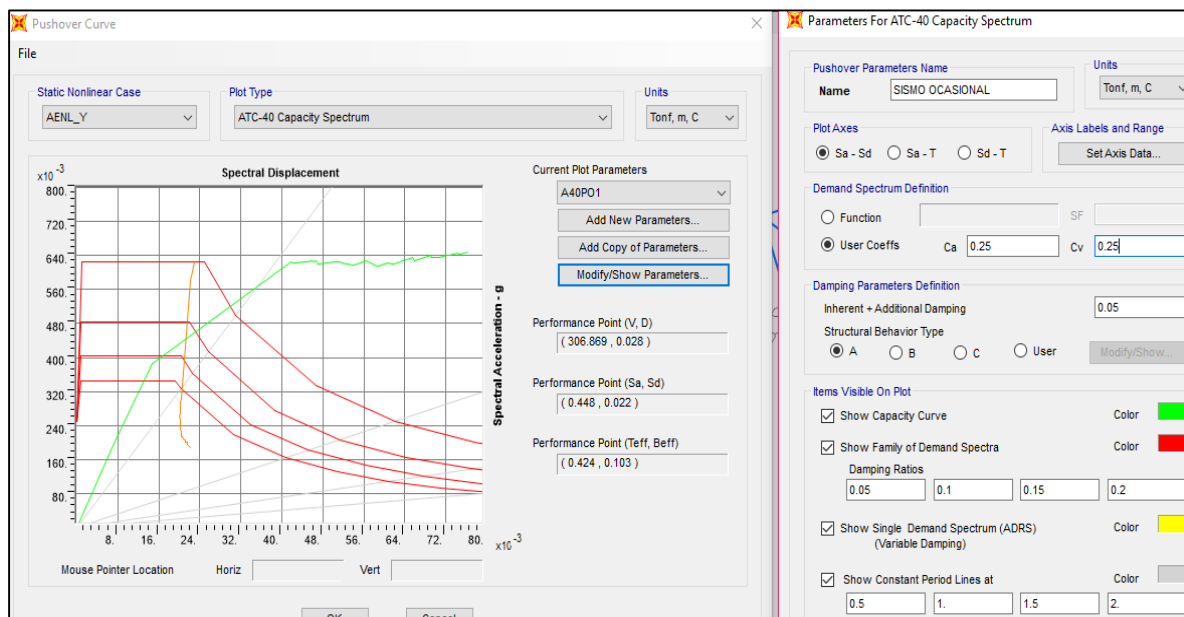
En las figuras N° 77, 78, 79 y 80 se muestran los resultados obtenidos del programa SAP2000 con los cuales se determinó el punto de desempeño estructural para los sismos indicados, los factores de aceleración para cada sismo se muestran en la tabla N° 28. El punto de desempeño para la Norma E.030 fue calculado a través del espectro que se especifica en esta.

Figura N° 77. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-1 sismo en dirección "Y"



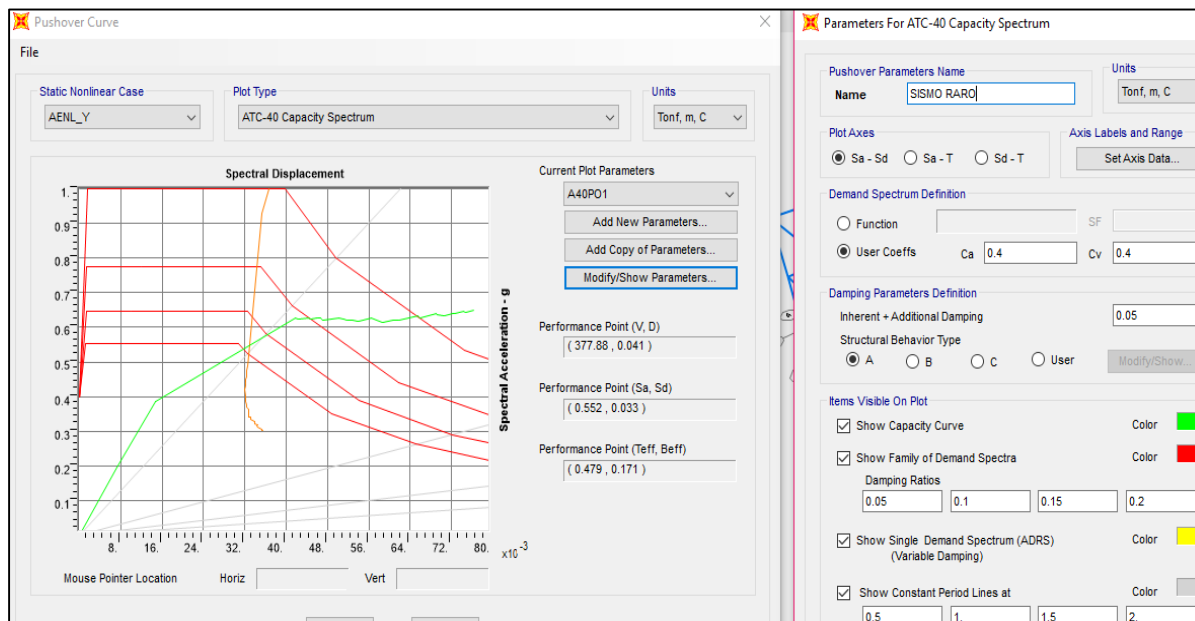
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 78. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección “Y” módulo A-1



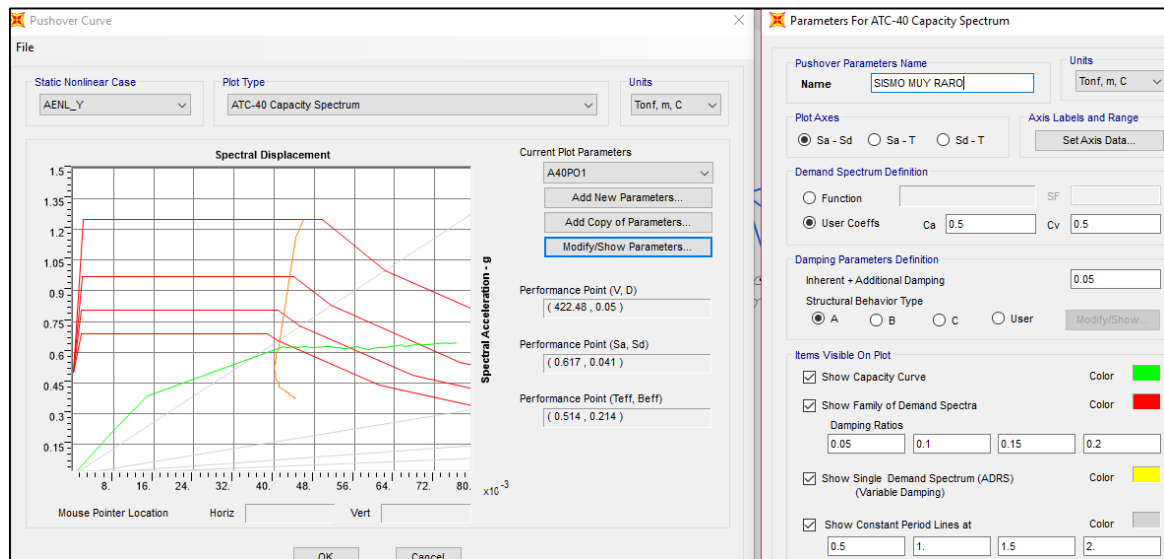
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 79. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección “Y” módulo A-1



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 80. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección “Y” módulo A-1



Fuente: Elaboración propia, 2017.

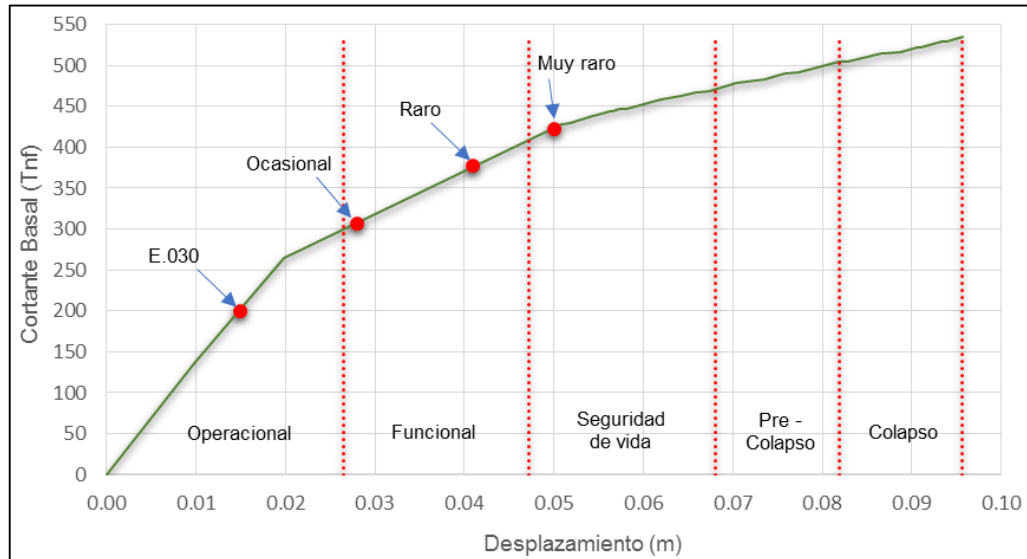
En la tabla N° 33 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección “Y”, estos están representados en dos tipos de coordenadas que son los de desplazamiento del nudo de control Δ versus la cortante basal V y también en coordenadas ADRS, representados como el desplazamiento espectral Sd versus la aceleración espectral Sa, además se muestra el periodo T y el amortiguamiento viscoso equivalente β . Para nuestro análisis del nivel de desempeño de la estructura se usó el par correspondiente a (Δ , V), debido a que la curva de capacidad se encuentra graficada en estas coordenadas y la sectorización de los niveles de desempeño sísmico se realizó en dicha curva capacidad.

Tabla N° 33. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-1 sismo en dirección “Y”

Dirección	Sismo	V (Tn)	Δ (m)	Sa (g)	Sd (m)	T (seg)	β_{eq} (%)
Y	E.030	199.375	0.015	0.290	0.011	0.388	5.60%
	Ocasional	306.869	0.028	0.448	0.022	0.424	10.30%
	Raro	377.880	0.041	0.552	0.033	0.479	17.10%
	Muy raro	422.480	0.050	0.617	0.041	0.514	21.40%

Fuente: Elaboración propia, 2017.

**Figura N° 81. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-1
sismo en dirección "Y"**

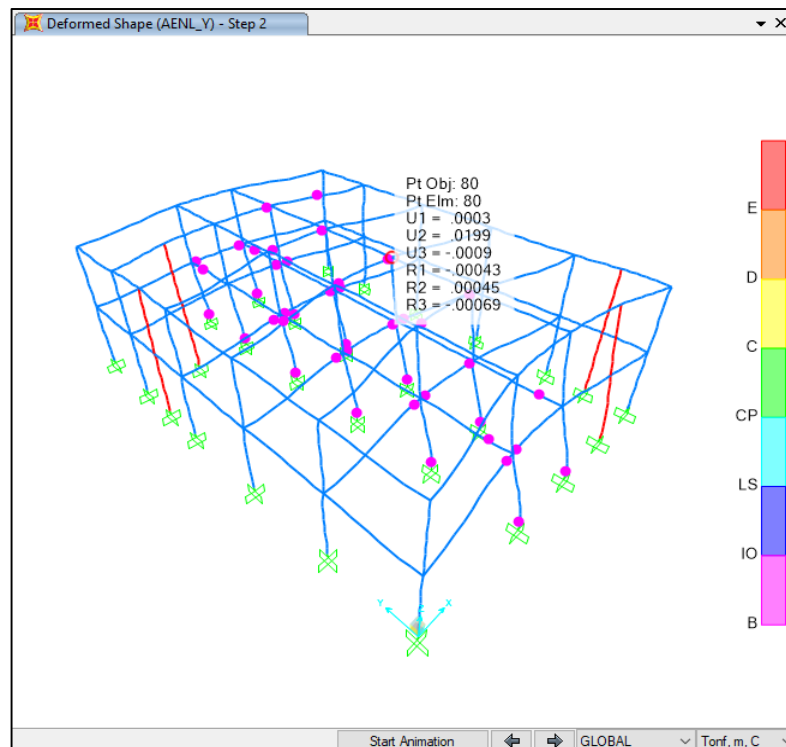


Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.2.4. Rótulas formadas en el módulo A-1 sismo en dirección "Y"

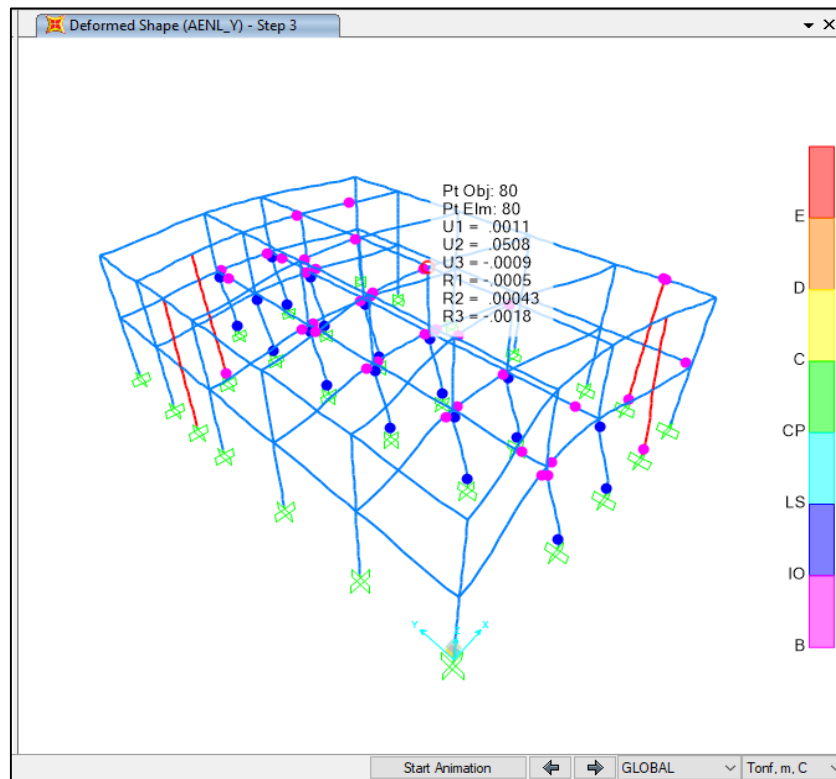
A continuación se muestra las rótulas formadas para el sismo en dirección "Y"

Figura N° 82. Rótulas en nivel operacional en el módulo A-1 sismo en dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 83. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-1 sismo en dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.3 Resultados del módulo A-2 sismo en dirección "X"

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron para el módulo A-2 aplicando el sismo en la dirección del eje "X".

4.3.1. Curva capacidad

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje "X", se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en el punto central del último nivel generados por los correspondientes valores de cortantes basales (tabla N° 34).

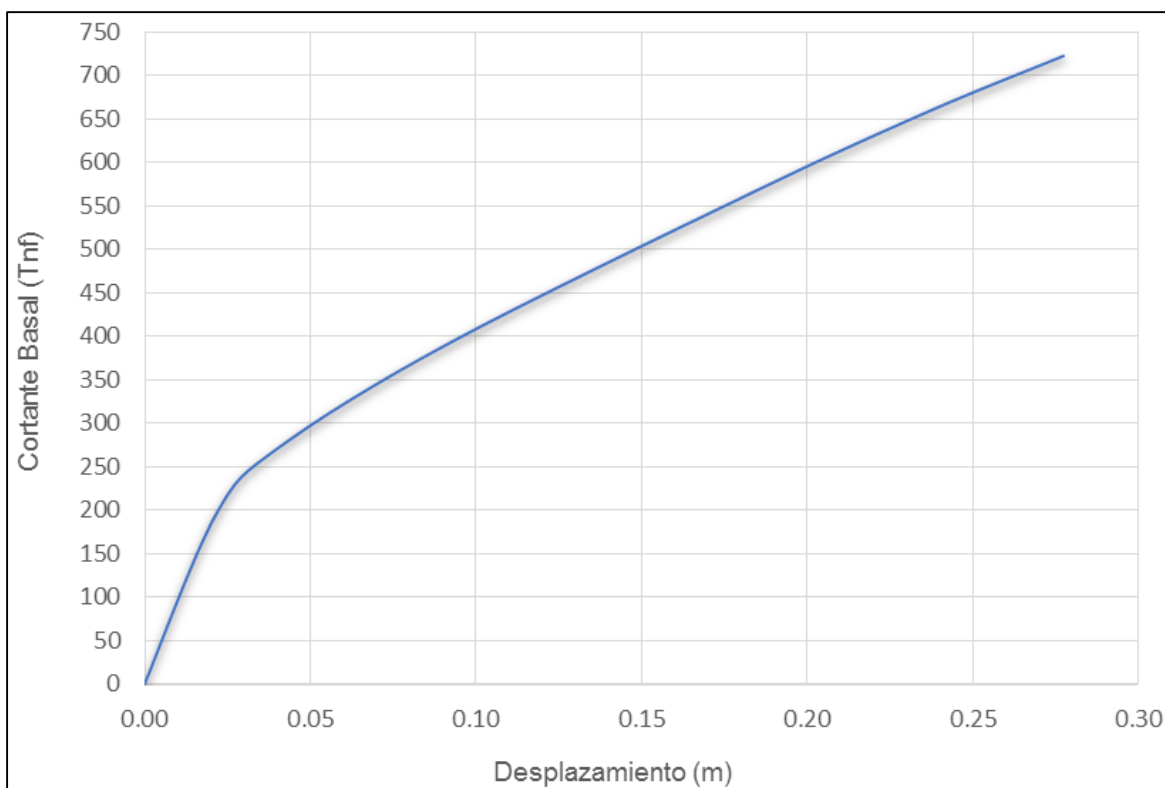
Tabla N° 34. Valores de la Curva Capacidad Módulo A-2 sismo en dirección "X"

Punto	Desplazamiento en Techo (m)	Cortante Basal (Tnf)
0	0.0000	0.000
1	0.0001	1.338
2	0.0216	196.211
3	0.0402	271.799
4	0.0927	394.332
5	0.1834	566.057
6	0.2367	659.450
7	0.2775	723.364

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Al graficar los valores de la tabla N° 34 se obtuvo la curva capacidad de la estructura para el sismo en dirección del eje "X" se muestra a continuación en la figura N° 84.

Figura N° 84. Curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "X"



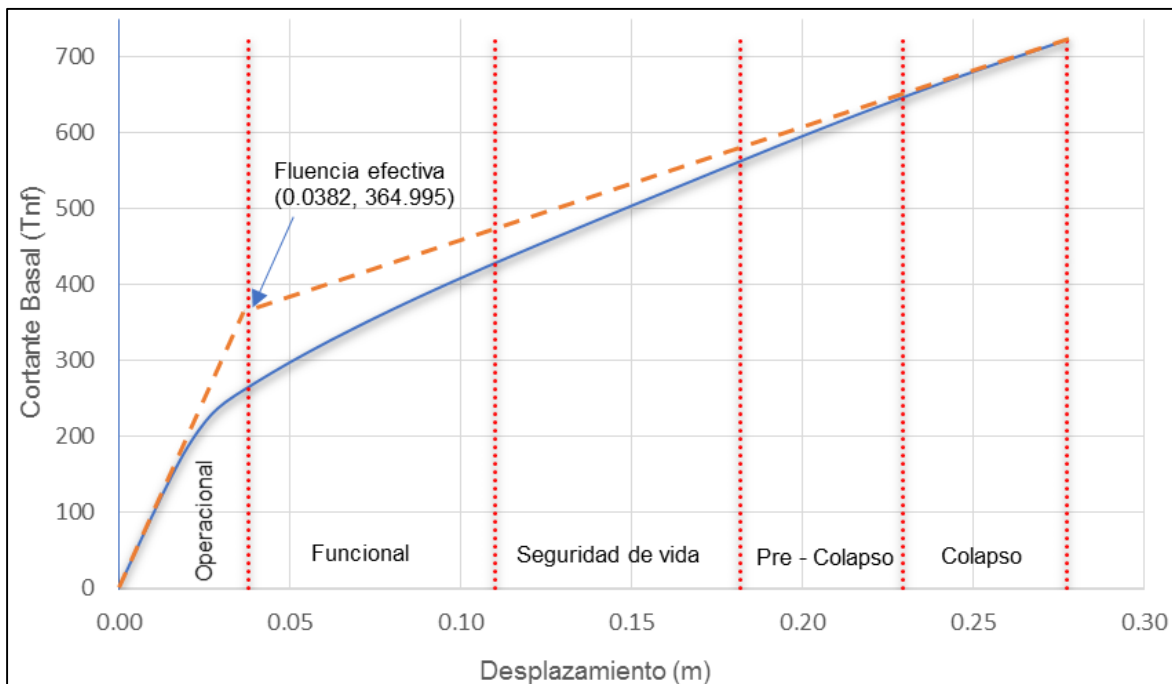
Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.3.2. Sectorización de la curva capacidad

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 fue necesario sectorizar la curva de capacidad para poder encontrar el límite de cada nivel de desempeño, como se muestra en el ítem 2.2.8.4.

El procedimiento que se siguió para realizar la sectorización de la curva de capacidad inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad y la determinación del punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

Figura N° 85. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "X"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

En la figura se muestra el punto de fluencia efectiva hallado. Las coordenadas de este son las siguientes.

$$P_{FE}: (0.0382 \text{ m}, 364.995 \text{ Tnf})$$

Por lo tanto los rangos elástico y plástico quedaron delimitados de la siguiente manera en la tabla N° 35.

Tabla N° 35. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-2 sismo en dirección "X"

Rango	Desplazamiento	
	Límite inferior	Límite superior
Rango Elástico	0.0000	0.0382
Rango Plástico	0.0382	0.2775

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC asociados a cada nivel de desempeño fueron calculados según la tabla N° 11. Los valores obtenidos fueron importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encontró la estructura de acuerdo al punto de desempeño, el cual se evaluó más adelante para cada sismo de diseño. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla N° 36.

Tabla N° 36. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo A-2 sismo en dirección "X"

Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	Límite inferior (m)	Límite superior (m)
Operacional	0.00000	0.03820
Funcional	0.03820	0.10999
Seguridad de vida	0.10999	0.18177
Pre - colapso	0.18177	0.22963
Colapso	0.22963	0.27749

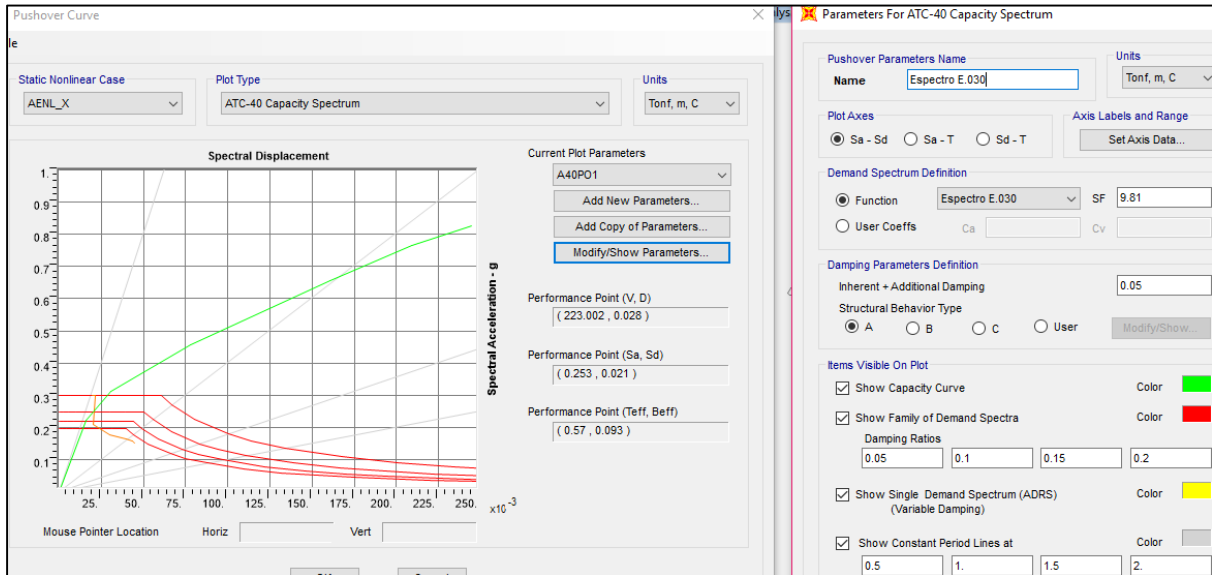
Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.3.3. Puntos de Desempeño del Módulo A-2 dirección "X"

En las figuras N° 86, 87, 88 y 89 se muestran los resultados obtenidos del programa SAP2000 con los cuales se determinó el punto de desempeño para los sismos indicados, los factores de aceleración para cada sismo se muestran en la tabla N° 28.

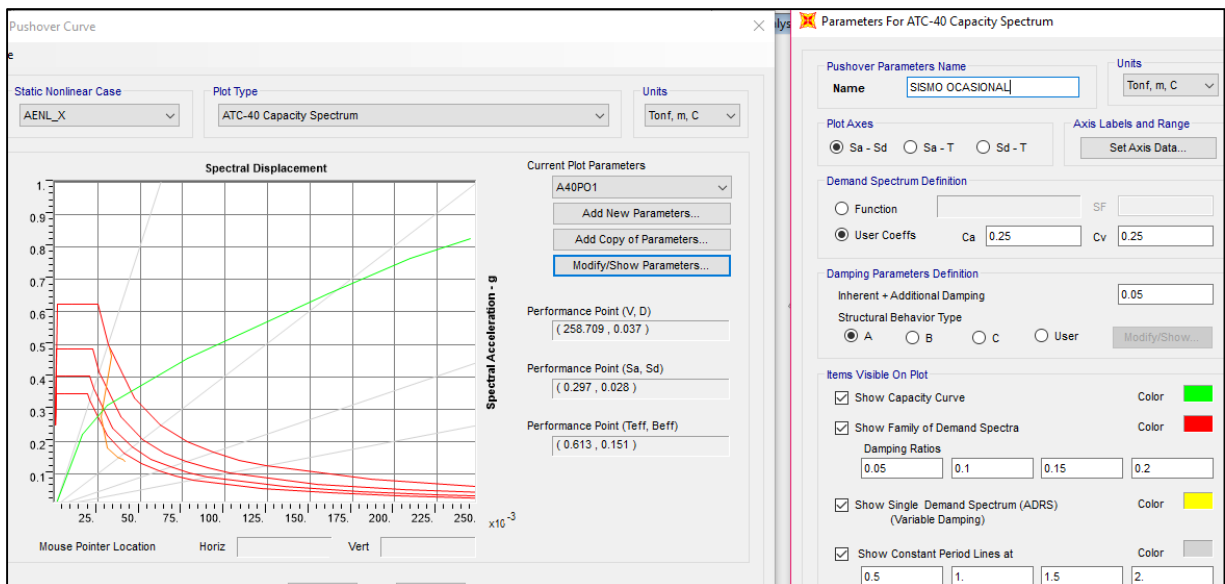
El punto de desempeño para la Norma E.030 fue calculado a través del espectro que se especifica en esta.

**Figura N° 86. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-2
sismo en dirección "X"**



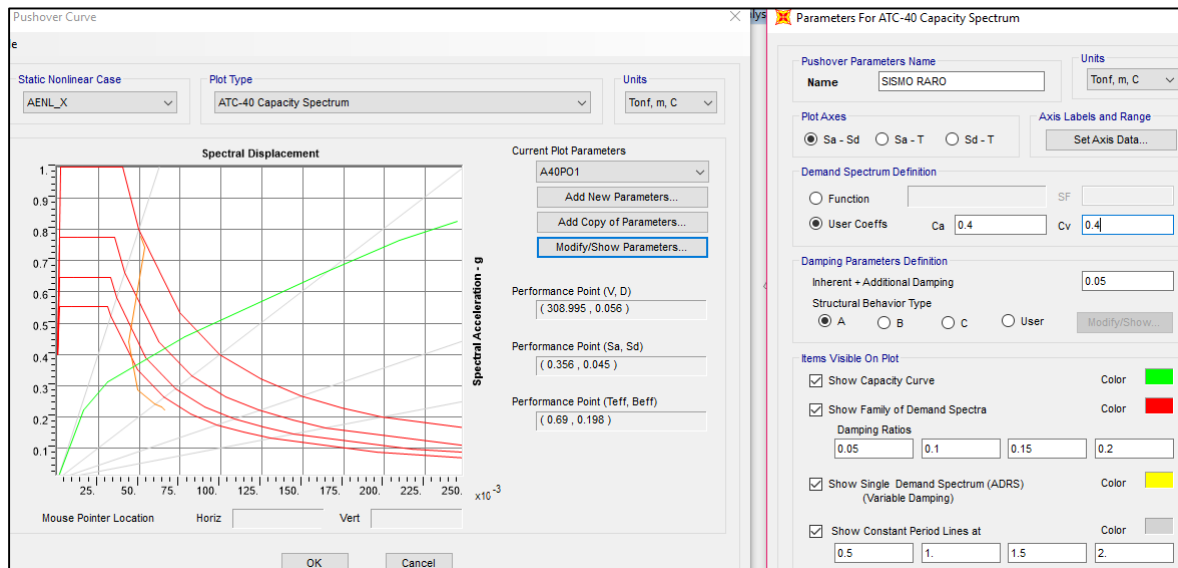
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 87. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "X" módulo A-2



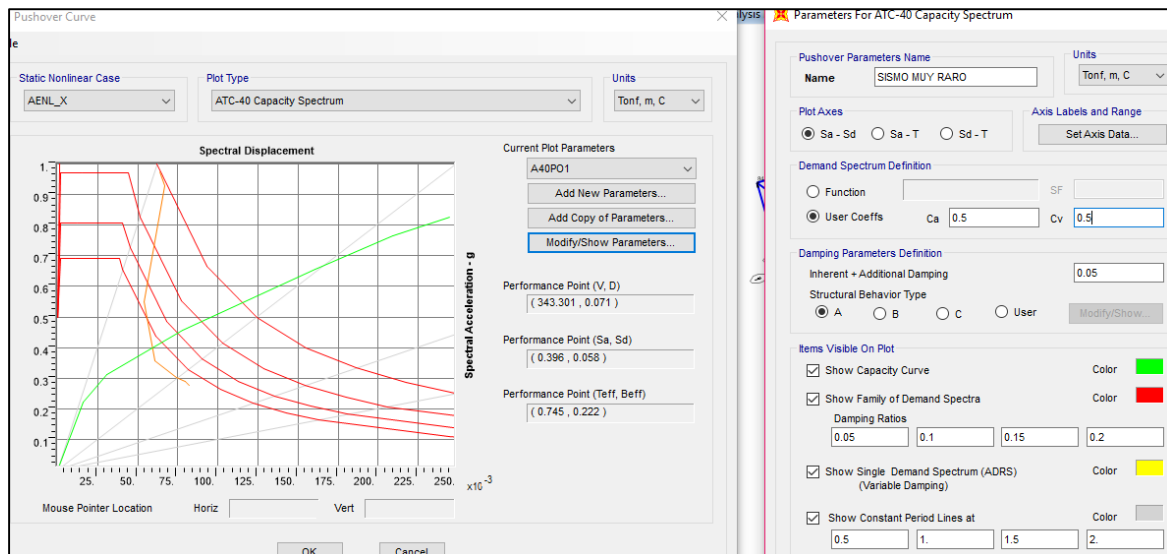
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 88. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección “X” módulo A-2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 89. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección “X” módulo A-2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

En la tabla N° 37 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección “X”, estos están representados en dos tipos de coordenadas que son los de desplazamiento del nudo de control Δ versus la cortante basal V y también en coordenadas ADRS, representados como el desplazamiento espectral S_d versus la aceleración espectral S_a , además se muestra el periodo T y el amortiguamiento viscoso equivalente β . Para nuestro análisis del nivel de desempeño de la estructura se usó el par correspondiente a (Δ, V) , debido a que la curva de

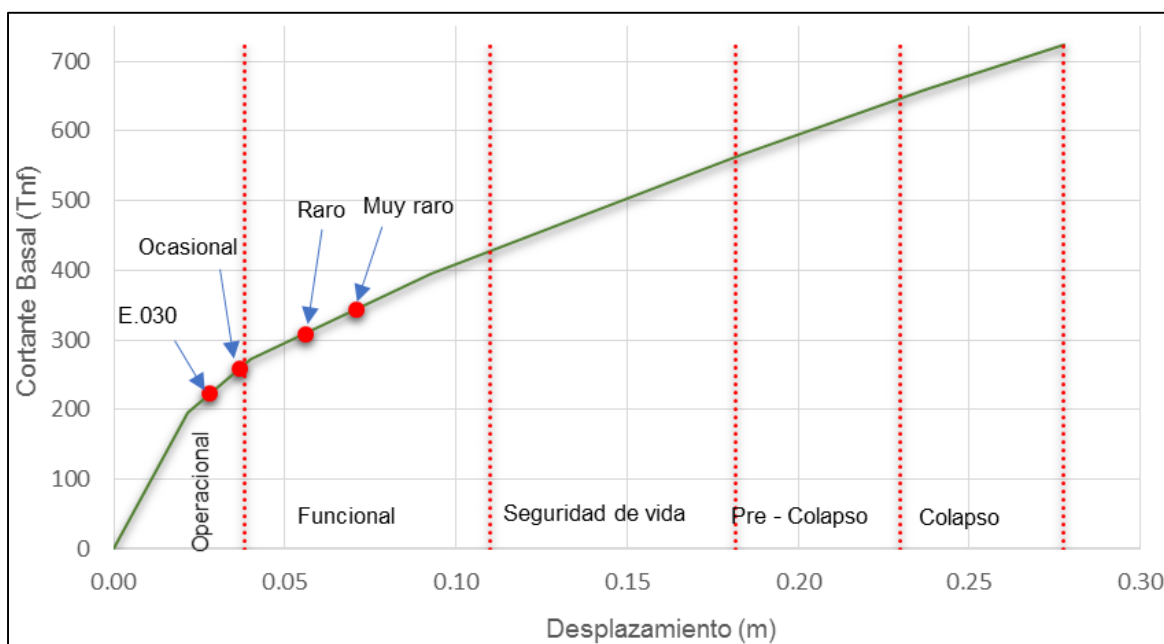
capacidad se encuentra graficada en estas coordenadas y la sectorización de los niveles de desempeño sísmico se realizó en dicha curva capacidad.

Tabla N° 37. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-2 sismo en dirección "X"

Dirección	Sismo	V (Tn)	Δ (m)	Sa (g)	Sd (m)	T (seg)	β_{eq} (%)
X	E.030	223.002	0.028	0.253	0.021	0.57	9.30%
	Ocasional	258.709	0.037	0.297	0.028	0.613	15.10%
	Raro	308.995	0.056	0.356	0.045	0.690	19.80%
	Muy raro	343.301	0.071	0.396	0.058	0.745	22.20%

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 90. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-2 sismo en dirección "X"

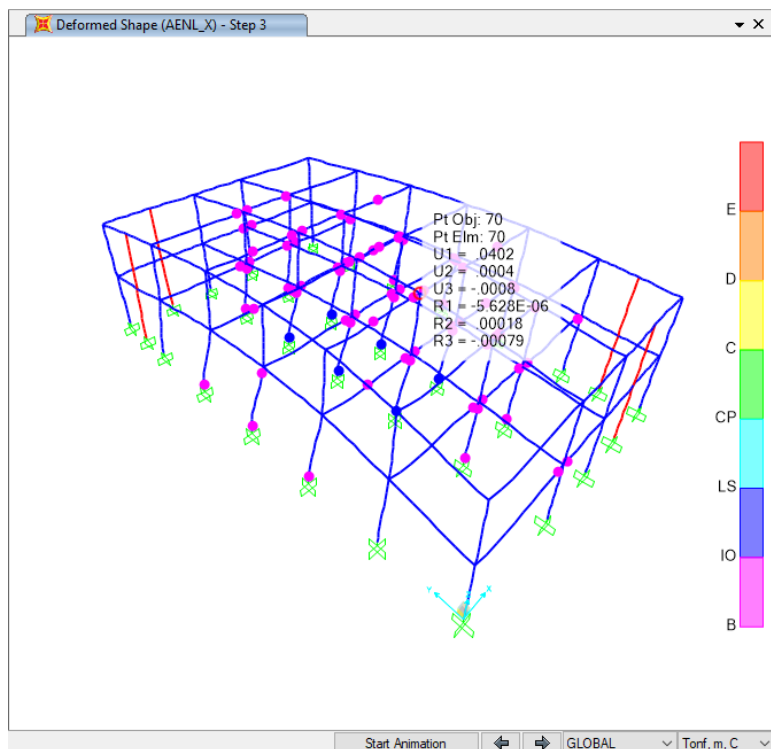


Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.3.4. Rótulas formadas en el módulo A-2 dirección "X"

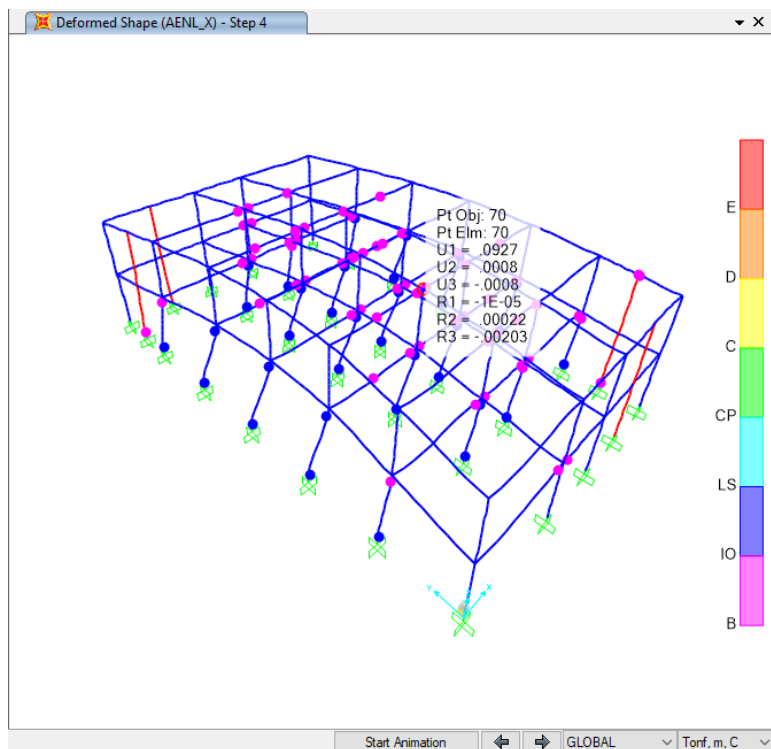
A continuación se muestra las rótulas formadas para el sismo en dirección "X"

Figura N° 91. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-2 sismo en dirección "X"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 92. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-2 sismo en dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.4 Resultados del módulo A-2 sismo en dirección "Y"

A continuación se presentan los resultados que se obtuvieron para el módulo A-2 aplicando el sismo en la dirección del eje "Y".

4.4.1. Curva capacidad

Al someter a la estructura en estudio al análisis incremental de cargas laterales inducidas por el sismo en dirección del eje "Y", se obtuvieron los valores del desplazamiento en el nudo de control ubicado en el punto central del último nivel generados por los correspondientes valores de cortantes basales (tabla N° 38).

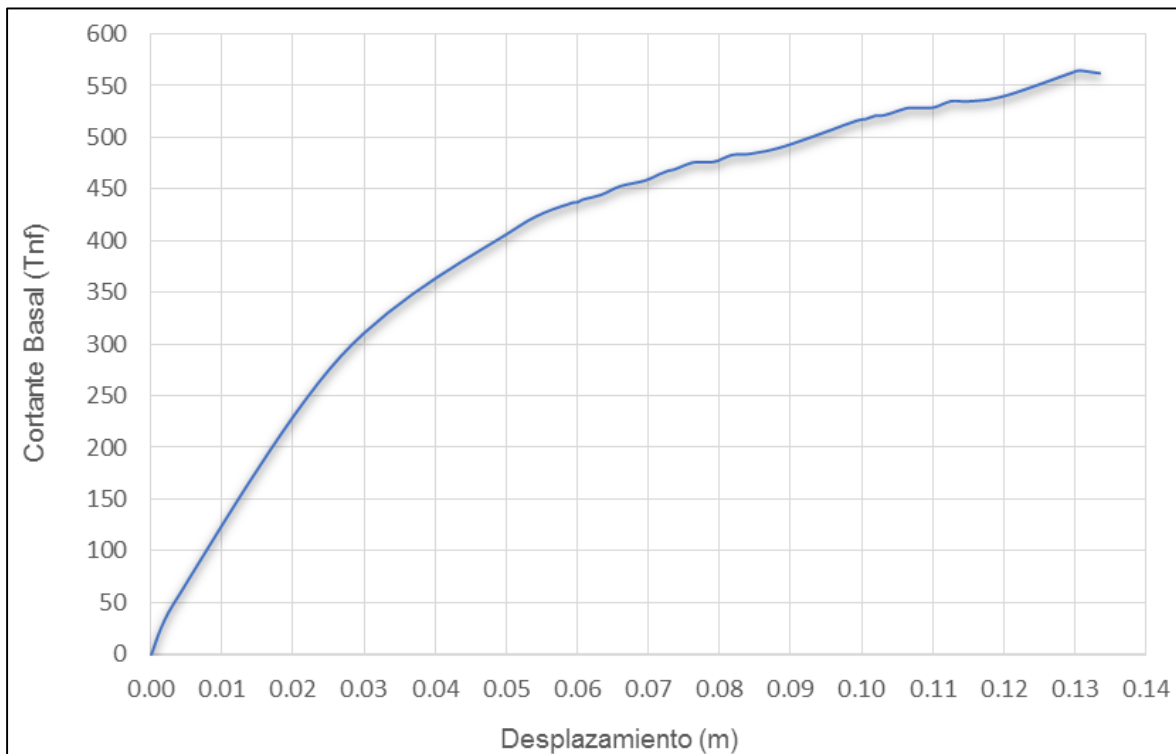
Tabla N° 38. Valores de la curva capacidad Módulo A-2 sismo en dirección "Y"

Punto	Desplazamiento en Techo (m)	Cortante Basal (Tnf)	Punto	Desplazamiento en Techo (m)	Cortante Basal (Tnf)
0	0.0000	0.000	17	0.0817	482.789
1	0.0032	49.557	18	0.0842	483.884
2	0.0266	288.160	19	0.0893	491.519
3	0.0518	413.949	20	0.0993	516.067
4	0.0590	436.049	21	0.1006	517.586
5	0.0599	437.107	22	0.1019	520.715
6	0.0608	439.866	23	0.1031	521.182
7	0.0634	444.619	24	0.1063	527.941
8	0.0660	452.675	25	0.1076	528.338
9	0.0694	457.967	26	0.1101	528.682
10	0.0717	464.748	27	0.1126	534.848
11	0.0718	464.967	28	0.1151	534.647
12	0.0729	467.934	29	0.1202	540.040
13	0.0735	468.593	30	0.1303	564.090
14	0.0754	473.830	31	0.1309	564.282
15	0.0767	475.919	32	0.1335	561.791
16	0.0792	476.214			

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Al graficar los valores de la tabla N° 38 se obtuvo la curva capacidad de la estructura para el sismo en ambas direcciones se muestra a continuación en la figura N° 93.

Figura N° 93. Curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "Y"



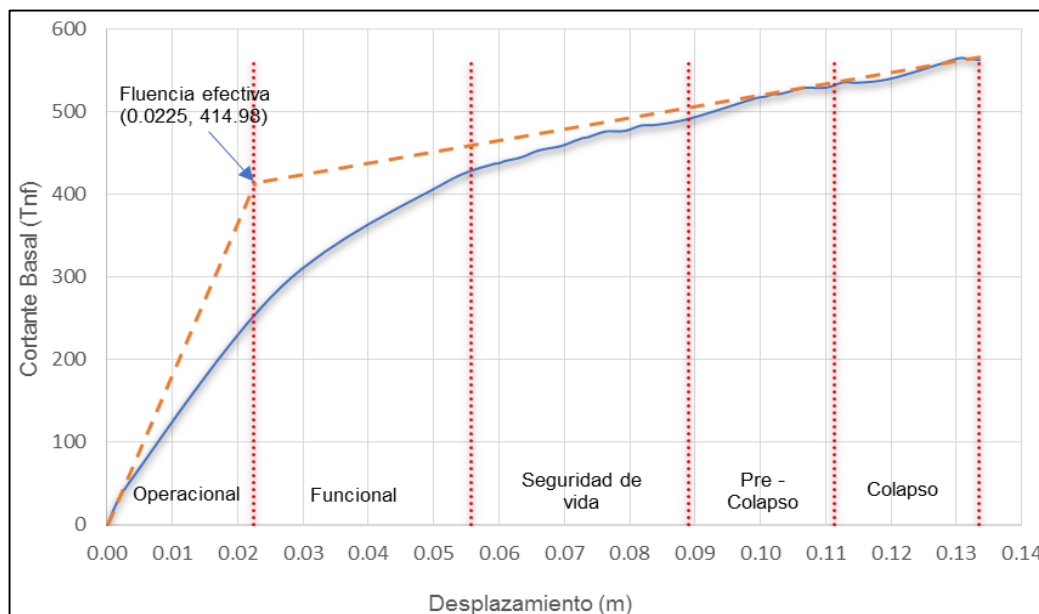
Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.4.2. Sectorización de la curva capacidad

Para determinar los cinco niveles de desempeño propuestos por la SEAOC en su documento VISION 2000 fue necesario sectorizar la curva de capacidad para poder encontrar el límite de cada nivel de desempeño, como se muestra en el ítem 2.2.8.4.

El procedimiento que se siguió para realizar la sectorización de la curva de capacidad inicia con la obtención de la representación bilineal de la curva de capacidad y la determinación del punto de fluencia efectiva que es el punto que separa el rango elástico del rango plástico.

Figura N° 94. Sectorización de la curva capacidad para el módulo A-2 sismo en dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

En la figura se muestra el punto de fluencia efectiva hallado. Las coordenadas de este son las siguientes.

$$P_{FE}: (0.0225 \text{ m}, 414.98 \text{ Tnf})$$

Por lo tanto los rangos elástico y plástico quedaron delimitados de la siguiente manera en la tabla N° 39.

Tabla N° 39. Límites de los rangos elástico y plástico según la curva de capacidad módulo A-2 sismo en dirección "Y"

Rango	Desplazamiento	
	Límite inferior	Límite superior
Rango elástico	0.0000	0.0225
Rango plástico	0.0225	0.1335

Fuente: Elaboración propia, 2017.

Los valores límites para cada uno de los cinco niveles de desempeño propuestos por el SEAOC asociados a cada nivel de desempeño fueron calculados según la tabla N° 11. Los valores obtenidos fueron importantes para poder determinar en qué nivel de desempeño se encontró la estructura de acuerdo al punto de desempeño, el cual se

evaluó más adelante para cada sismo de diseño. Los resultados del cálculo de los desplazamientos asociados a cada nivel de desempeño se muestran en la tabla N° 40.

**Tabla N° 40. Rangos de desplazamiento para cada nivel de desempeño módulo
A-2 sismo en dirección "Y"**

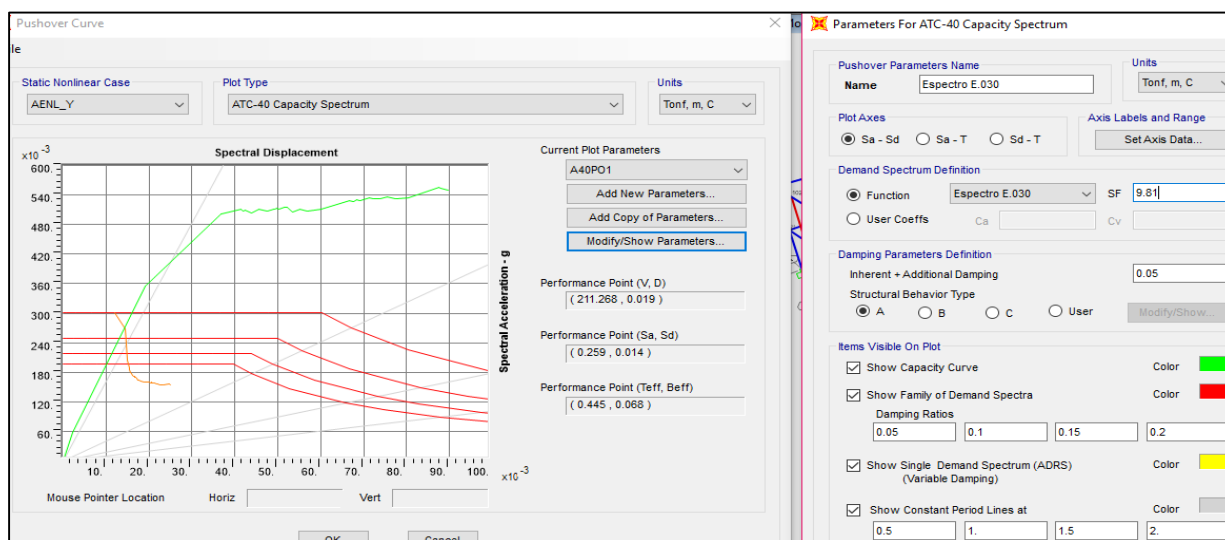
Nivel de desempeño	Desplazamiento	
	Límite inferior (m)	Límite superior (m)
Operacional	0.00000	0.02252
Funcional	0.02252	0.05581
Seguridad de vida	0.05581	0.08910
Pre - colapso	0.08910	0.11129
Colapso	0.11129	0.13349

Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.4.3. Puntos de Desempeño del módulo A-2 sismo en dirección "Y"

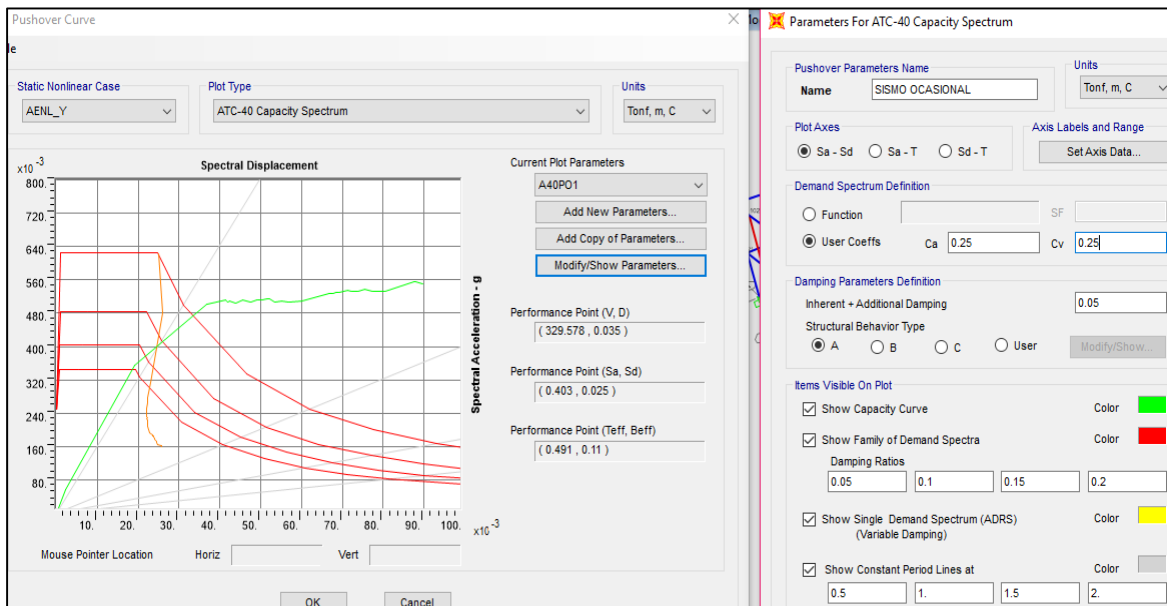
En las figuras N° 95, 96, 97 y 98 se muestran los resultados obtenidos del programa SAP2000 con los cuales se determinó el punto de desempeño para los sismos indicados, los factores de aceleración para cada sismo se muestran en la tabla N° 28. El punto de desempeño para la Norma E.030 fue calculado a través del espectro que se especifica en esta.

**Figura N° 95. Punto de desempeño para el espectro de la norma técnica E.030 módulo A-2
sismo en dirección "Y"**



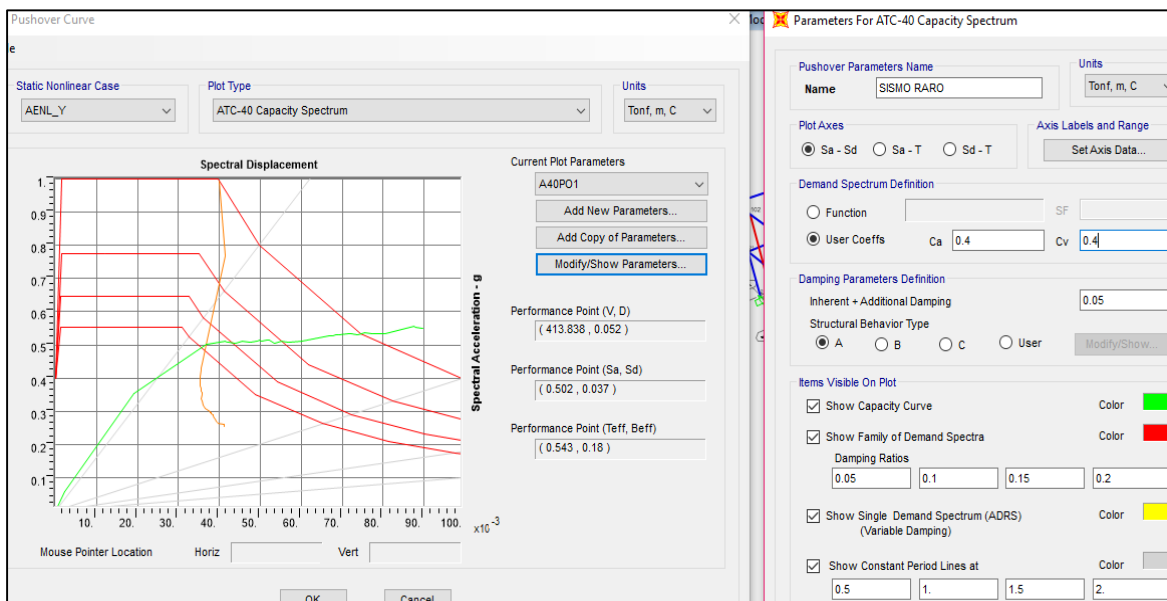
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 96. Punto de desempeño para un sismo ocasional en dirección "Y" módulo A-2



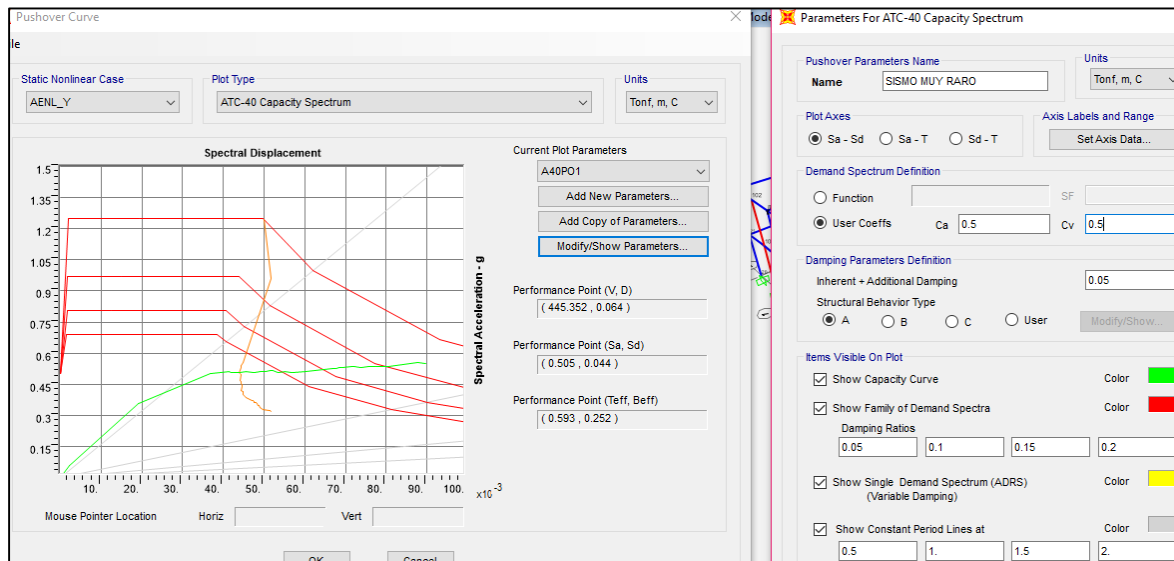
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 97. Punto de desempeño para un sismo raro en dirección "Y" módulo A-2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Figura N° 98. Punto de desempeño para un sismo muy raro en dirección “Y” módulo A-2



Fuente: Elaboración propia, 2017.

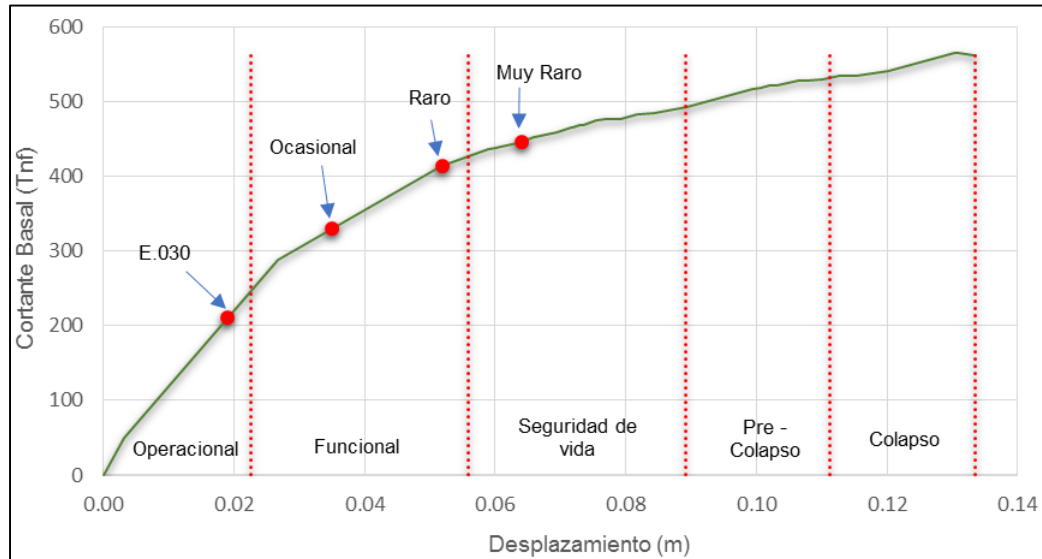
En la tabla N° 41 se muestran los puntos de desempeño estructural para los sismos indicados aplicados en la dirección “Y”, estos están representados en dos tipos de coordenadas que son los de desplazamiento del nudo de control Δ versus la cortante basal V y también en coordenadas ADRS, representados como el desplazamiento espectral Sd versus la aceleración espectral Sa, además se muestra el periodo T y el amortiguamiento viscoso equivalente β . Para nuestro análisis del nivel de desempeño de la estructura se usó el par correspondiente a (Δ , V), debido a que la curva de capacidad se encuentra graficada en estas coordenadas y la sectorización de los niveles de desempeño sísmico se realizó en dicha curva capacidad.

Tabla N° 41. Puntos de desempeño para los sismos indicados del módulo A-2 sismo en dirección “Y”

Dirección	Sismo	V (Tn)	Δ (m)	Sa (g)	Sd (m)	T (seg)	β_{eq} (%)
Y	E.030	211.268	0.019	0.259	0.014	0.0445	6.80%
	Ocasional	329.578	0.035	0.403	0.025	0.4910	11.00%
	Raro	413.838	0.052	0.502	0.037	0.5430	18.00%
	Muy raro	445.352	0.064	0.505	0.044	0.5320	25.20%

Fuente: Elaboración propia, 2017.

**Figura N° 99. Punto de desempeño representado en la curva capacidad para módulo A-2
sismo en dirección "Y"**

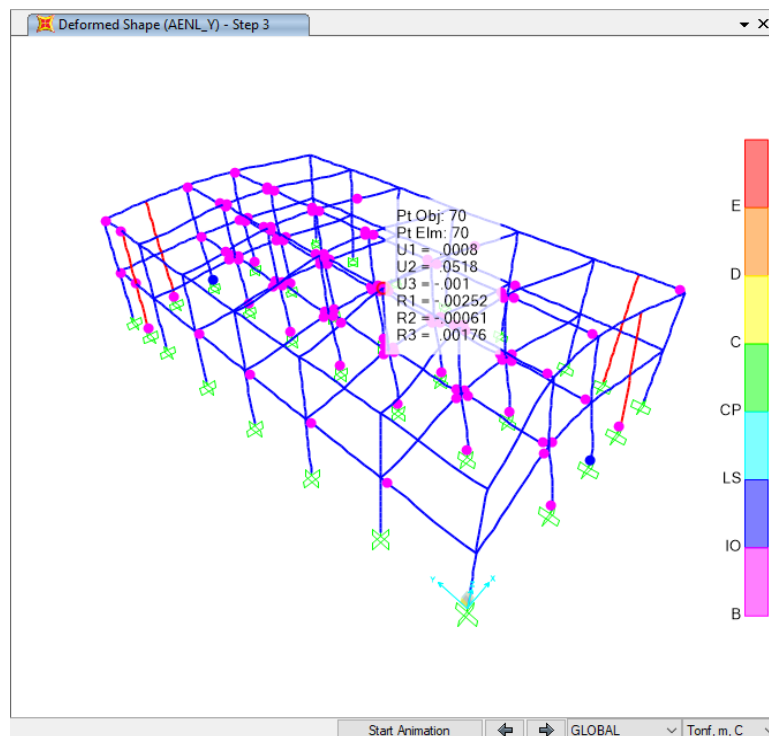


Fuente: Elaboración propia, 2017.

4.4.4. Rótulas formadas en el módulo A-2 sismo en dirección "Y"

A continuación se muestra las rótulas formadas para el sismo en dirección "Y"

Figura N° 100. Rótulas en nivel funcional en el módulo A-2 sismo en dirección "Y"



Fuente: Elaboración propia, 2017.

CAPÍTULO 5. DISCUSIÓN

5.1 Desempeño sísmico módulo A1

5.1.1 Sismo en dirección "X"

Se determinó la capacidad estructural (ver figura N° 67) donde:

- El punto de fluencia de la estructura fue P_{FE} (0.0311 m, 304.975 Tnf), lo cual significa que a partir de este punto cambia del rango elástico al inelástico.
- El punto de colapso de la estructura fue P_{colap} (0.1109 m, 596.023 Tnf), lo cual significa que este punto es la máxima cortante y desplazamiento de la estructura con lo que llega al colapso.

Así mismo, según el análisis realizado se detalla los resultados obtenidos para el sismo en dirección X en cada uno de los niveles sísmicos.

Para un sismo de la Norma Técnica E.030 la estructura presentó un desplazamiento de 0.020 m debido a una cortante basal de 178.32 Tn según el espectro para el sismo de la norma E.030 (ver tabla N° 29) por lo que permanece en su rango elástico, encontrándose su punto de desempeño dentro del rango operacional (ver figura N° 72), lo que significa que la estructura no sufre una deformación permanente, percibiéndose fisuras imperceptibles en elementos no estructurales, los cuales no requieren de reparación alguna poniendo a la estructura en operabilidad inmediata.

Para un sismo ocasional los resultados mostrados en la tabla N° 29 determinaron que la estructura presenta un desplazamiento de 0.039 m ocasionado por una cortante basal de 296.504 Tn, encontrándose en un rango inelástico, alcanzando un nivel de desempeño dentro del rango funcional (ver figura N° 72), lo que significa que la estructura puede sufrir una leve deformación permanente, percibiéndose daño moderado en elementos no estructurales y un daño leve en elementos estructurales, los cuales requieren de reparaciones menores para continuar con una adecuada operabilidad.

Para un sismo raro la estructura presentó un desplazamiento de 0.057 m y una cortante de 375.341 Tn los cuales se muestran en la tabla N° 29 encontrándose en un rango inelástico, alcanzando un nivel de desempeño dentro del nivel de seguridad de vida (ver figura N° 72), sufriendo un daño moderado en elementos estructurales, perdiendo resistencia y rigidez en el sistema de columnas y vigas, la ocupación no es inmediata debido a que demanda una rehabilitación.

Para un sismo muy raro la estructura presentó un desplazamiento de 0.068 m y una cortante de 424.287 Tn (ver tabla N° 29) encontrándose así en un rango inelástico, teniendo su punto de desempeño dentro del nivel de seguridad de vida (ver figura N° 72), presentando un daño moderado así como la pérdida de resistencia y rigidez, demandando de una rehabilitación.

Según lo descrito anteriormente para un sismo raro, la estructura tuvo su punto de desempeño en el nivel de seguridad de vida por lo que no se cumplió lo planteado en la hipótesis ni lo indicado por el comité VISION2000, el cual indica que para un sismo de diseño raro una estructura esencial debe encontrarse en el nivel funcional (ver tabla N° 5); sin embargo, en la tesis profesional de Albarracin y Gallo (2010) indica que según la norma técnica E0.30 una estructura aporticada con sus elementos estructurales necesarios tendría un comportamiento adecuado aún en sismos extremos, verificándose así que a pesar de no encontrarse en el nivel establecido por el comité VISION2000 la estructura no llega al pre colapso, demandando de una rehabilitación para retomar su operabilidad.

El comportamiento de la estructura y las rótulas formadas en el paso 2 y 3 para un sismo en dirección "X" es mostrado en la figura N° 73 y figura N° 74, por lo que se observó que para el paso 2 la estructura se encontró en un nivel operacional habiéndose formado las rótulas en las columnas interiores y vigas, así mismo para el paso 3 la estructura se encontró en un nivel de seguridad de vida presentándose un mayor número de rótulas en columnas, vigas y en la base de las placas. Por lo tanto se determinó que la estructura no llega al colapso para un nivel de sismo raro.

5.1.2 Sismo en dirección "Y"

Se determinó la capacidad estructural (ver figura N° 76) donde:

- El punto de fluencia de la estructura fue **P_{FE} (0.0265 m, 394.995 Tnf)**, lo cual significa que a partir de este punto cambia del rango elástico al inelástico.
- El punto de colapso de la estructura fue **P_{colap} (0.0957 m, 534.243 Tnf)**, lo cual significa que este punto es la máxima cortante y desplazamiento de la estructura con lo que llega al colapso.

Así mismo, según el análisis realizado se detalla los resultados obtenidos para el sismo en dirección Y en cada uno de los niveles sísmicos.

Para un sismo de la norma técnica E.030 según la tabla N° 33 la estructura presentó un desplazamiento de 0.015 m debido a una cortante basal de 199.375 Tn, según el espectro para el sismo de la norma E.030, por lo que permanece en su rango elástico, alcanzando un nivel de desempeño dentro del rango operacional (ver figura N° 81), lo que significa que la estructura no sufre una deformación permanente, percibiéndose fisuras imperceptibles en elementos no estructurales, los cuales no requieren de reparación alguna.

Para un sismo ocasional los resultados mostrados en la tabla N° 33 determinaron que la estructura presentó un desplazamiento de 0.028 m y una cortante basal de 306.869 Tn encontrándose en un rango inelástico, alcanzando un nivel de desempeño dentro del nivel funcional (ver figura N° 81), lo que significa que la estructura sufre una leve deformación permanente, percibiéndose daño moderado en elementos no estructurales y un daño leve en elementos estructurales, los cuales requieren de reparaciones menores para continuar con una adecuada operabilidad.

Para un sismo raro la estructura presentó un desplazamiento de 0.041 m y una cortante de 377.88 Tn los cuales se muestran en la tabla n° 33 encontrándose en un rango inelástico, teniendo su punto de desempeño en el nivel funcional (ver figura N° 81), sufriendo un daño moderado en elementos estructurales, perdiendo resistencia y rigidez en el sistema de columnas y vigas, la ocupación no es inmediata debido a que demanda una rehabilitación.

Para un sismo muy raro los resultados mostrados en la tabla N° 33 determinaron que la estructura presentó un desplazamiento de 0.05 m y una cortante de 422.48 Tn para un sismo muy raro encontrándose así en un rango inelástico, teniendo su punto de desempeño en el nivel de seguridad de vida (ver figura N° 81), sufriendo daño moderado en las columnas y vigas centrales del primer nivel, así como pérdida de resistencia y rigidez en el sistema estructural demandando una rehabilitación para su operabilidad.

Según lo descrito anteriormente para un sismo raro, la estructura tuvo su punto de desempeño en el nivel funcional por lo que se cumplió lo planteado en la hipótesis y el comité VISION2000, el cual indica que para un sismo de diseño raro en una estructura esencial debe encontrarse en el nivel funcional (ver tabla N° 5), en la investigación que realizó Priestley (2000) indica que para un estructura diseñada mediante el nuevo enfoque basado en el diseño el desempeño sísmico tiene diferencias significativas a comparación de una diseñada por enfoques convencionales logrando un nivel específico de deformación o rendimiento de deriva bajo un intensidad sísmica

específica, determinando así que a pesar de que estructura ha sido diseñada con enfoques convencionales cumple con el comportamiento planteado por el comité VISION2000.

El comportamiento de la estructura y las rótulas formadas en el paso 2 y 3 para un sismo en dirección "Y" es mostrado en la figura N° 82 y figura N° 83, observando que para el paso 2 la estructura se encontró en un nivel operacional habiéndose formado las rótulas en las columnas interiores y vigas, así mismo para el paso 3 la estructura se encontró en un nivel funcional presentándose un mayor número de rótulas en columnas, vigas y en la base de las placas. Por lo tanto se determinó que la estructura no llega al colapso para un nivel de sismo raro.

5.2 Desempeño sísmico módulo A2

5.2.1 Sismo en dirección "X"

Se determinó la capacidad estructural (ver figura N° 85) donde:

- El punto de fluencia de la estructura fue **P_{FE} (0.0382 m, 364.995 Tnf)**, lo cual significa que a partir de este punto cambia del rango elástico al inelástico.
- El punto de colapso de la estructura fue **P_{colap} (0.2775 m, 723.364 Tnf)**, lo cual significa que este punto es la máxima cortante y desplazamiento de la estructura con lo que llega al colapso.

Así mismo, según el análisis realizado se detalla los resultados obtenidos para el sismo en dirección X en cada uno de los niveles sísmicos.

Para un sismo según la norma técnica E.030 en dirección X la estructura presentó un desplazamiento de 0.0028 m y una cortante de 223.002 Tn (ver tabla N° 37) calculado con el espectro de la norma E.030, por lo que permanece en su rango elástico (ver figura N° 90), lo que significa que la estructura no sufre una deformación permanente, alcanzando un nivel de desempeño dentro del rango operacional percibiéndose fisuras imperceptibles en elementos no estructurales, los cuales no requieren de reparación alguna poniendo a la estructura en operabilidad inmediata, quedando totalmente segura para los ocupantes.

Para un sismo ocasional los resultados mostrados en la tabla N° 37 determinaron que la estructura presenta un desplazamiento de 0.037 m y una cortante de 258.709 Tn para un sismo ocasional encontrándose en un rango inelástico (ver figura N° 90), lo que significa que la estructura sufre una leve deformación permanente, alcanzando un nivel

de desempeño funcional percibiéndose daño moderado en elementos no estructurales y un daño leve en elementos estructurales, los cuales requieren de reparaciones menores para continuar con una adecuada operabilidad.

Para un sismo raro la estructura presentó un desplazamiento de 0.056 m y una cortante de 308.995 Tn, los cuales se muestran en la tabla N° 37 encontrándose en un rango inelástico (ver figura n° 90), lo que significa que la estructura se encuentra en un nivel funcional sufriendo un daño leve en la estructura, sin embargo, con una simple rehabilitación puede retomar su operabilidad.

Para un nivel de sismo muy raro según la tabla N° 37 los resultados obtenidos para la estructura presentaron un desplazamiento de 0.071 m y una cortante de 343.301 Tn para un sismo muy raro, encontrándose así en el rango inelástico (ver figura N° 90), dentro del nivel de desempeño funcional, esto significa que los elementos estructurales sufren un daño leve presentándose rotulas en las columnas y vigas centrales.

Según lo descrito anteriormente para un sismo raro, la estructura tuvo su punto de desempeño en el nivel funcional por lo que se cumplió lo indicado en la hipótesis y por el comité VISION2000, el cual indica que para un sismo de diseño raro en una estructura esencial debe encontrarse en el nivel funcional (ver tabla N° 5), en su tesis de maestría Del Re (2006) realizó el análisis por desempeño sísmico de una escuela estructuralmente aporticada llegando a la conclusión de que el método de análisis no-lineal MPA "*Modal Pushover Analysis*" es el que suministra una mejor estimación de demanda sísmica frente un tipo de sismo a comparación de los otros métodos, determinado así que el resultado obtenido tiene una adecuada estimación ya que cumple con lo planteado por el comité VISION2000.

El comportamiento de la estructura y las rótulas formadas en el paso 3 y 4 para un sismo en dirección "X" es mostrado en la figura N° 91 y figura N° 92, observando que para el paso 3 la estructura se encontró en un nivel funcional habiéndose formado las rótulas en las columnas interiores y vigas, así mismo para el paso 4 la estructura se encontró en un nivel funcional presentándose un mayor número de rótulas en columnas, vigas y en la base de las placas. Por lo tanto se determinó que la estructura tuvo un adecuado desempeño frente a un nivel de sismo raro.

5.2.2 Sismo en dirección "Y"

Se determinó la capacidad estructural (ver figura N° 94) donde:

- El punto de fluencia de la estructura fue P_{FE} (**0.0225 m, 414.98 Tnf**), lo cual significa que a partir de este punto cambia del rango elástico al inelástico.
- El punto de colapso de la estructura fue P_{colap} (**0.1335 m, 561.791 Tnf**), lo cual significa que este punto es la máxima cortante y desplazamiento de la estructura con lo que llega al colapso.

Así mismo, según el análisis realizado se detalla los resultados obtenidos para el sismo en dirección X en cada uno de los niveles sísmicos.

Para un sismo según la norma técnica E.030 en dirección Y la estructura presentó un desplazamiento de 0.019 m y una cortante de 211.268 Tn, (ver tabla N° 41) calculado con el espectro de la norma E.030, por lo que permanece en su rango elástico (ver figura N° 99), lo que significa que la estructura no sufre una deformación permanente, alcanzando un nivel de desempeño dentro del rango operacional percibiéndose fisuras imperceptibles en elementos no estructurales, los cuales no requieren de reparación alguna poniendo a la estructura en operabilidad inmediata, quedando totalmente segura para los ocupantes.

Para un sismo ocasional los resultados mostrados en la tabla N° 41 determinan que la estructura presentó un desplazamiento de 0.035 m y una cortante de 329.578 Tn, para un sismo ocasional encontrándose dentro de un rango inelástico (ver figura N° 99), lo que significa que la estructura sufre una leve deformación permanente, alcanzando un nivel de desempeño funcional percibiéndose daño moderado en elementos no estructurales y un daño leve en elementos estructurales, los cuales requieren de reparaciones menores para continuar con una adecuada operabilidad.

Para un sismo raro la estructura presentó un desplazamiento de 0.052 m y una cortante de 413.838 Tn, los cuales se muestran en la tabla N° 41 encontrándose dentro de un rango inelástico (ver figura N° 99), lo que significa que la estructura se encuentra en un nivel funcional sufriendo un daño moderado en elementos estructurales y no estructurales, así mismo la reducción de la rigidez y capacidad de soportar cargas adicionales a la estructura requiriendo de una rehabilitación para su operabilidad.

Para un nivel de sismo muy raro según la tabla N° 41 los resultados obtenidos para la estructura presentaron un desplazamiento de 0.064 m y una cortante de 445.352 Tn, para un nivel de sismo muy raro encontrándose así en el rango inelástico (ver figura n° 99) dentro del nivel de desempeño de seguridad de vida, esto significa que los

elementos estructurales y no estructurales sufren un daño moderado requiriendo de una rehabilitación para su operabilidad.

Según lo descrito anteriormente para un sismo raro, la estructura tuvo su punto de desempeño en el nivel funcional por lo que se cumplió lo indicado en la hipótesis y por el comité VISION2000, el cual indica que para un sismo de diseño raro en una estructura esencial debe encontrarse en el nivel funcional (ver tabla N° 5), así mismo cumple con lo indicado para el sismo de diseño de la norma E.030 así como lo indica Sánchez (2006) en su tesis profesional indica que la mayoría de códigos de diseño sísmico incluidas las normas peruanas utilizan un solo nivel de amenaza sísmica para el cuál la edificación no debería colapsar, pero no tiene un sistema de verificación para sismos más frecuentes pero menos severos, por lo que es necesario realizar un estudio de desempeño en las edificaciones aporticadas.

El comportamiento de la estructura y las rótulas formadas en el paso 3 para un sismo en dirección "Y" es mostrado en la figura N° 100 observando que para el paso 3 la estructura se encontró en un nivel funcional habiéndose formado las rótulas en las columnas, vigas y placas determinando así que la estructura tuvo un adecuado desempeño frente a un nivel de sismo raro.

CONCLUSIONES

1. El nivel de desempeño sísmico del módulo A, fue de funcional a seguridad de vida frente a la ocurrencia de un sismo raro, por lo tanto se cumplió parcialmente con lo establecido en la hipótesis y lo especificado por el SEAOC VISION2000, debido a que los puntos de desempeño (determinados a partir de los niveles sísmicos de diseño) se tenían que encontrar en el nivel funcional para edificaciones esenciales, cuyos rangos fueron calculados a partir de los desplazamientos y ubicados en la curva de capacidad.
2. El nivel de desempeño sísmico de la I.E. San Ramón ante la ocurrencia de un sismo raro para el módulo A-1 en dirección "X" fue de seguridad de vida y en dirección "Y" fue funcional. Así mismo, para el módulo A-2 en la dirección "X" e "Y" fue funcional.
3. La capacidad estructural del módulo A se determinó mediante un análisis estático no lineal el cuál subdividió en A-1 dirección "X" (P_{FE} (0.0311 m, 304.975 Tnf), P_{colap} (0.1109 m, 596.023 Tnf) y en dirección "Y" P_{FE} (0.0265 m, 394.995 Tnf), P_{colap} (0.0957 m, 534.243 Tnf)). A-2 dirección "X" (P_{FE} (0.0382 m, 364.995 Tnf), P_{colap} (0.2775 m, 723.364 Tnf)) y dirección "Y" (P_{FE} (0.0225 m, 414.98 Tnf); P_{colap} (0.1335 m, 561.791 Tnf)).
4. El punto de desempeño sísmico para un nivel de sismo raro en el módulo A-1 en dirección "X" fue (0.057 m, 375.341 Tn) y dirección "Y" (0.041 m, 377.88 Tn). Así mismo para el módulo A-2 en dirección "X" fue (0.056 m, 308.995 Tn) y dirección "Y" fue (0.052 m, 413.838 Tn).

RECOMENDACIONES

1. Realizar un análisis de desempeño utilizando otros métodos como por ejemplo los desarrollados por FEMA 356 y FEMA 440 (método del coeficiente de desplazamiento y linealización equivalente) para compararlos con el método del ATC-40.
2. Desarrollar un análisis no lineal en el tiempo, utilizando registros de tiempo historia de sismos para determinar el espectro de respuesta, para ser aplicados a edificaciones de categoría esencial e importante, puesto que brinda información más certera para predecir la respuesta estructural y verificar el diseño.

REFERENCIAS

1. Aguiar, R. (2003). *Sistema de Computación CEINCI3 para Evaluar Daño Sísmico en los Países Bolivarianos*. Quito: Editorial Ediespe.
2. Albarracin Ñiquen, P. J., & Gallo Liendo, E. J. (2010). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de siete pisos*. (Tesis de licenciatura). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
3. Allauca Sánchez, L. Y. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de cinco pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. (Tesis de licenciatura). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
4. Applied Technology Council. (1996). *Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings*. California: California Seismic Safety Commission.
5. ASTM. (1998). *ASTM C 805-97 Determinación del número de rebote en concreto endurecido*. Pensilvania: ASTM Standards.
6. Astroza, M. (2007). *blog.pucp*. Obtenido de blog.pucp: <http://blog.pucp.edu.pe/blog/wp-content/uploads/sites/617/2007/10/Maximiliano-Astroza---Pisco.pdf>
7. Bertero, V. V. (1997). *Performance-Based Seismic Engineering: a Critical Review of Proposed Guidelines*. Rotterdam: A. A. Balkema.
8. Bonett Díaz, R. L. (2003). *Vulnerabilidad y Riesgo Sísmico de Edificios. Aplicación a Entornos Urbanos en Zonas de Amenaza Alta y Moderada*. (Tesis doctoral). Barcelona: Universidad Politécnica de Cataluña.
9. Cantos, K. P. (17 de Septiembre de 2013). *SCRIBD*. Obtenido de SCRIBD: <https://es.scribd.com/doc/168954930/DANOS-ESTRUCTURALES-EN-LOS-TERREMOTOS>
10. Carrillo, J. (2007). Evaluación de la vulnerabilidad sísmica de estructuras utilizando un diseño por desempeño. *Revista DYNA*, 75, 91-102.
11. Chunque Pajares, J. C. (2013). *Nivel de desempeño sísmico del edificio "A" de la Universidad Privada del Norte – sede Cajamarca*. (Tesis de licenciatura). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.

12. Cruz Vega, F., & Rojas Enriquez, C. (Febrero de 1996). *Centro de Información Sobre Desastres y Salud - CIBDIMENA*. Recuperado el 06 de Octubre de 2017, de Centro de Información Sobre Desastres y Salud - CIBDIMENA:
<http://cidbimena.desastres.hn/docum/crid/Diciembre2005/pdf/spa/doc7767/doc7767-contenido.pdf>
13. Del Re Ruiz, G. (2006). *Evaluación de los métodos de análisis estático no-lineal para determinar el desempeño sísmico de estructuras aporticadas de concreto armado*. (Tesis de maestría). Caracas: Universidad Central de Venezuela.
14. Devastating. (21 de June de 2015). *DEVASTATING DISASTERS*. Obtenido de DEVASTATING DISASTERS: <http://devastatingdisasters.com/great-hanshin-kobe-earthquake-1995/>
15. Fajardo Galliani, C. A. (2012). *Evaluación estructural de una de las edificaciones del Hospital Edgardo Rebagliati Martins usando el método del Espectro de Capacidad*. (Tesis de licenciatura). Lima: Universidad Nacional de Ingeniería.
16. FEMA 273. (1996). *NEHRP Guidelines for the seismic rehabilitation of buildings*. Washintong D. C.: Federal Emergency Managment Agency.
17. Fernandez Villegas, J. Á. (2006). *Desempeño sísmico de un edificio aporticado de seis pisos diseñado con las normas peruanas de edificaciones*. (Tesis de licenciatura). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.
18. Gettyimages. (s.f). *Gettyimages*. Obtenido de Gettyimages:
<http://www.gettyimages.co.uk/detail/news-photo/toppled-by-one-of-the-deadliest-earthquakes-of-the-century-news-photo/107295725#toppled-by-one-of-the-deadliest-earthquakes-of-the-century-mexico-picture-id107295725>
19. Goytia Torrez, I. R., & Villanueva Inca, R. (2001). Modernización de la Enseñanza Aprendizaje en la Asignatura de Ingeniería Antisísmica. En I. R. Goytia Torrez, & R. Villanueva Inca, *Texto Guía de Ingeniería Antisísmica*.
20. INDECI. (2009). *Instituto Nacional de Defensa Civil*. Lima: Instituto Nacional de Defensa Civil (INDECI) Oficina de Estadística y Telemática. Obtenido de Instituto Nacional de Defensa Civil.
21. León, H., & Quintana, U. (2004). *Evaluación del Desempeño Sismorresistente de*. (Tesis de licenciatura). Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú.

22. Masias Guillen, J. (s.f.). *MASIAS GUILLEN ESTRUCTURAS*. Recuperado el 13 de Noviembre de 2017, de MASIAS GUILLEN ESTRUCTURAS:
<http://www.estructuras.info/recursos/publicaciones/sismo%20de%20Kobe.pdf>
23. Merino Zelada, L. E. (2013). *Desempeño sismorresistente del edificio 4J de la Universidad Nacional de Cajamarca*. (Tesis de licenciatura). Cajamarca: Universidad Nacional de Cajamarca.
24. Mosqueira Moreno, M. Á. (2012). *Riesgo sísmico en las edificaciones de la Facultad de Ingeniería - Universidad Nacional De Cajamarca*. (Tesis doctoral). Trujillo: Universidad Nacional de Trujillo.
25. Muñoz, A., Tinman, M., & Quiun, D. (2015). *Riesgo Sísmico de Edificios Peruanos*. Lima: Pontificia Universidad Católica del Perú. Recuperado el 30 de Noviembre de 2017
26. Nigel Priestley, M. J. (2000). Performance based seismic design. *12WCEE2000*.
27. Orrego Penagos, J. L. (08 de Junio de 2010). *blog.pucp*. Obtenido de blog.pucp:
<http://blog.pucp.edu.pe/blog/juanluisorrego/2010/06/08/terremotos-en-lima-1974/>
28. Ottazzi Pasino, G. (2003). *Apuntes del curso: Concreto Armado 1*. Lima: Fondo Editorial PUCP.
29. Paulay, T., & Nigel Priestley, M. J. (1992). *Seismic Design of Reinforced Concrete and*. New York: John Wiley & Sons.
30. Piñones, F. G. (24 de Abril de 2012). *bibliotecaduocvalparaiso*. Obtenido de bibliotecaduocvalparaiso: <http://bibliotecaduocvalparaiso.blogspot.pe/2012/04/anillo-de-fuego-del-pacifico.html>
31. Salvador Safina, M. (2002). *Vulnerabilidad Sísmica De Edificaciones Esenciales Análisis de Su Contribución al Riesgo Sísmico*. (Tesis doctoral). Barcelona: Universidad Politécnica de Catalunya.
32. SENCICO. (2006). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E.020 Cargas*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
33. SENCICO. (2009). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E.060 Concreto Armado*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.

34. SENCICO. (2016). *Reglamento Nacional de Edificaciones Norma Técnica E.030 Diseño Sismorresistente*. Lima: Ministerio de Vivienda, Construcción y Saneamiento.
35. Structural Engineers Association of California. (1995). *A Framework for Performance Based Design*. California: Structural Editorial.
36. Structural Engineers Association of California. (1999). *Recommended Lateral Force Requirements and Commentary*. California: Seismology Committee.
37. Tavera, H., & Buforn, E. (1998). Sismicidad y sismotectónica de Perú. *Física de la Tierra*, 187-219.
38. The National Academies Press. (2003). *Living on an ACTIVE Earth : Perspectives on Earthquake Science*. Washington, DC.: National Academies Press.
39. Urteaga García, J. (31 de Mayo de 2010). *SlideShare*. Obtenido de SlideShare:
<https://es.slideshare.net/globalingenieros/evaluacion-medidas-prevencionpisco>
40. Viera Arroba, L. P. (2004). *Diseño sísmico basado en desempeño de edificios de hormigón armado*. (Tesis de maestría). Ambato: Universidad Técnica de Ambato.
41. Wegener, A. (s.f.). *La teoría de las placas tectónicas*. Recuperado el 05 de Octubre de 2017, de Infogeología: <https://infogeologia.files.wordpress.com/2010/05/relieve.pdf>

ANEXOS

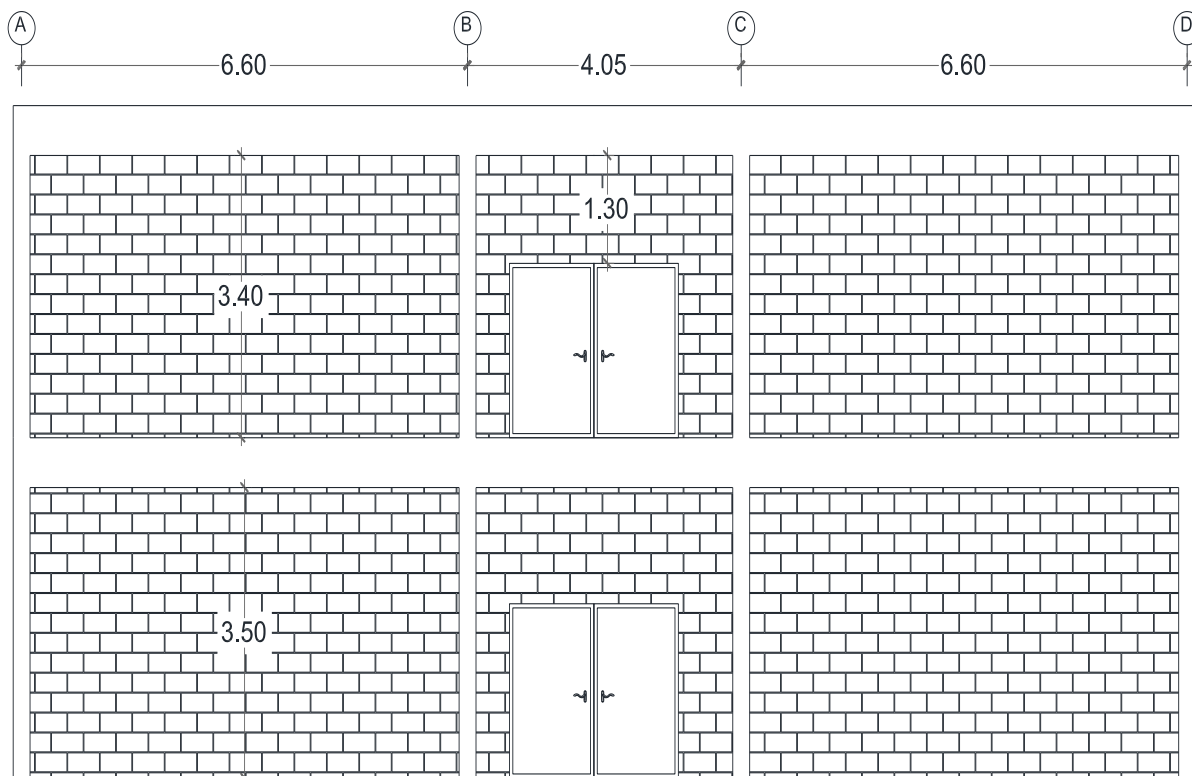
ANEXO N° 1. Planos de la edificación

- Plano de Ubicación y Localización (U01)
- Plano de Arquitectura Primer y Segundo Nivel (A01)
- Plano de Cortes y Elevaciones (A02)
- Plano de Detalle de Techos (A03)
- Plano de Losas Primer Nivel (E01)
- Plano de Losas Segundo Nivel (E02)
- Plano de Vigas (E03)

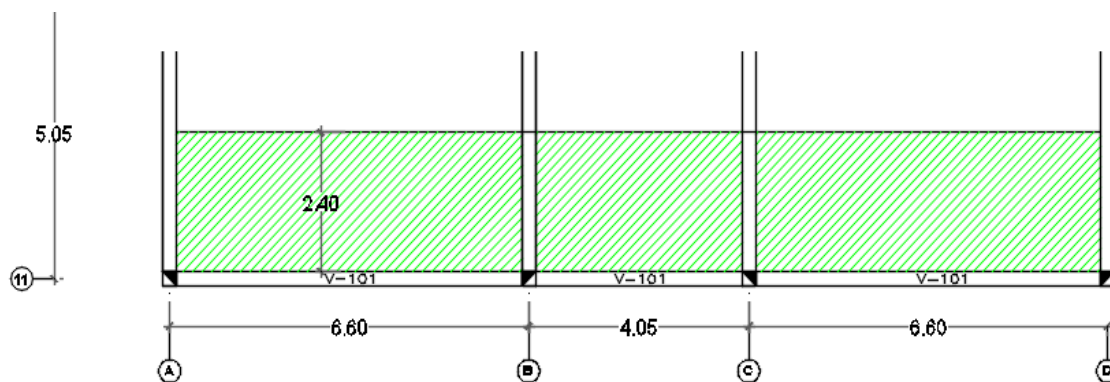
ANEXO N° 2. Metrado de Cargas para el Modelamiento

Metrado de cargas para vigas

- Ubicación: eje 12-12, tramo A-D
- Vista en elevación del eje



- Vista en planta del eje



Segundo nivel

• Metrado de A – B

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	240 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	2778 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	600 Kgf/m
				Cv	=	600 Kgf/m

• Metrado de B – C

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	240 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	2778 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	960 Kgf/m
				Cv	=	960 Kgf/m

Puerta existente

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.33 m ²	=	585 Kgf/m
				Cm	=	1593 Kgf/m

• Metrado de C – D

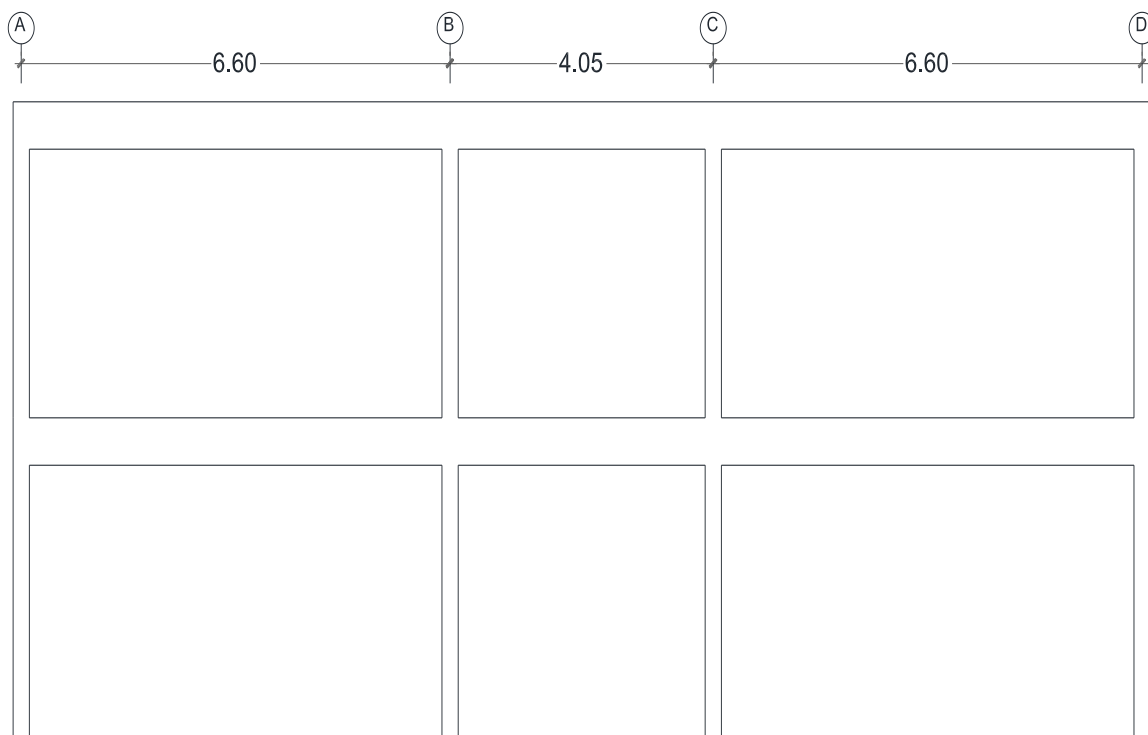
Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.6 m ²	=	1440 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.03 m ²	=	60 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	3030 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	600 Kgf/m
				Cv	=	600 Kgf/m

• Metrado de A – D (techo)

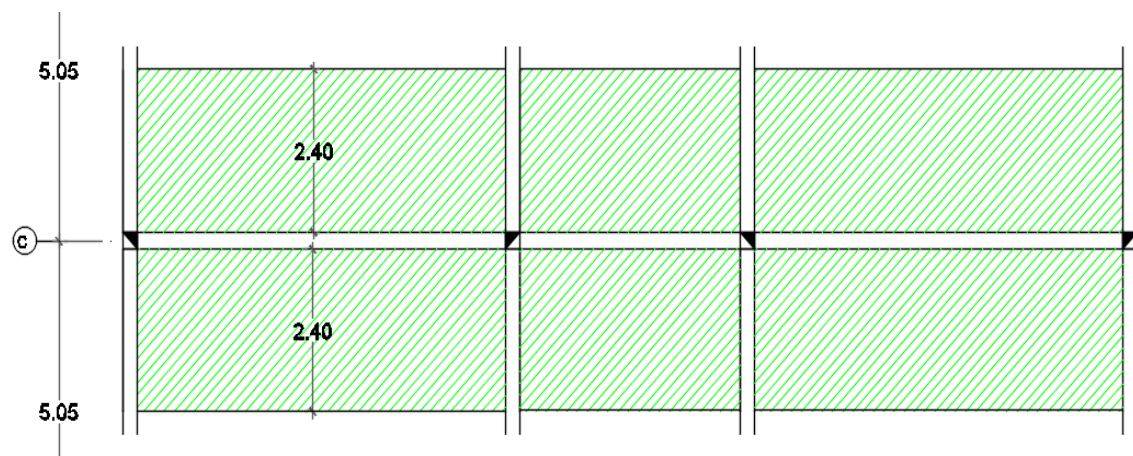
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	240 Kgf/m
				Cm	=	1248 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	240 Kgf/m
				Cv	=	240 Kgf/m

- **Ubicación: eje 11-11, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2496 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kgf/m
				Cv	=	1200 Kgf/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2496 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	1920 Kgf/m
				Cv	=	1920 Kgf/m

• **Metrado de C – D**

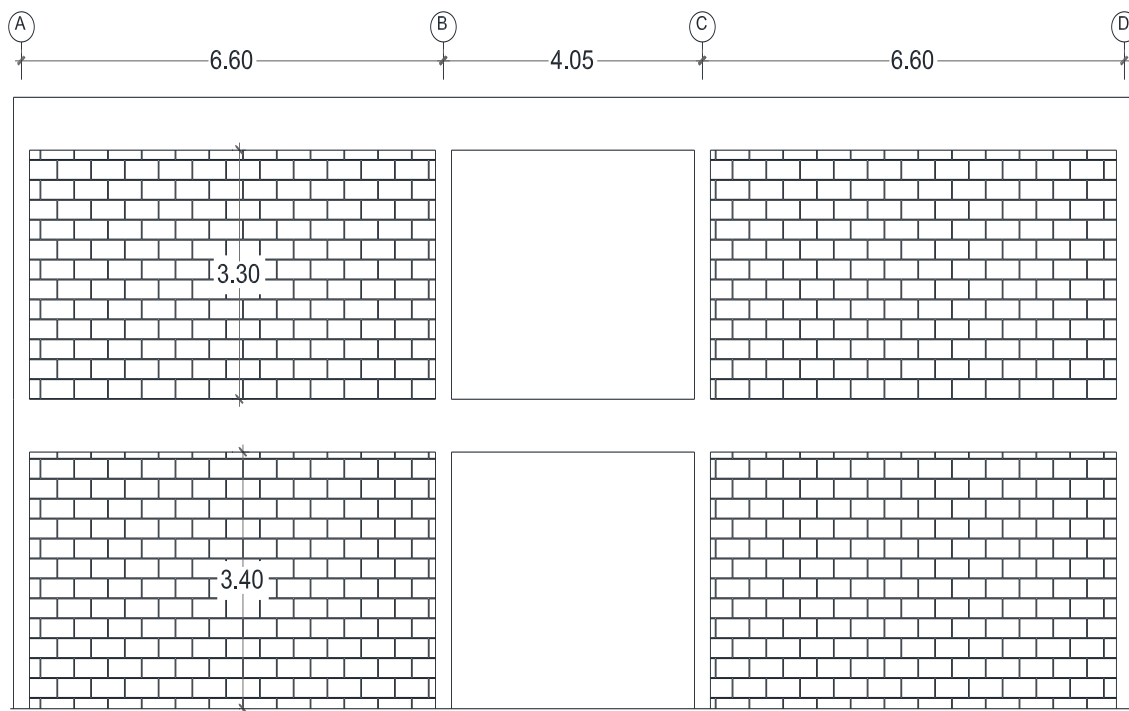
Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.6 m ²	=	1440 Kgf/m
Peso de ALIGERADO	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2928 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kgf/m
				Cv	=	1200 Kgf/m

• **Metrado de A – D(techo)**

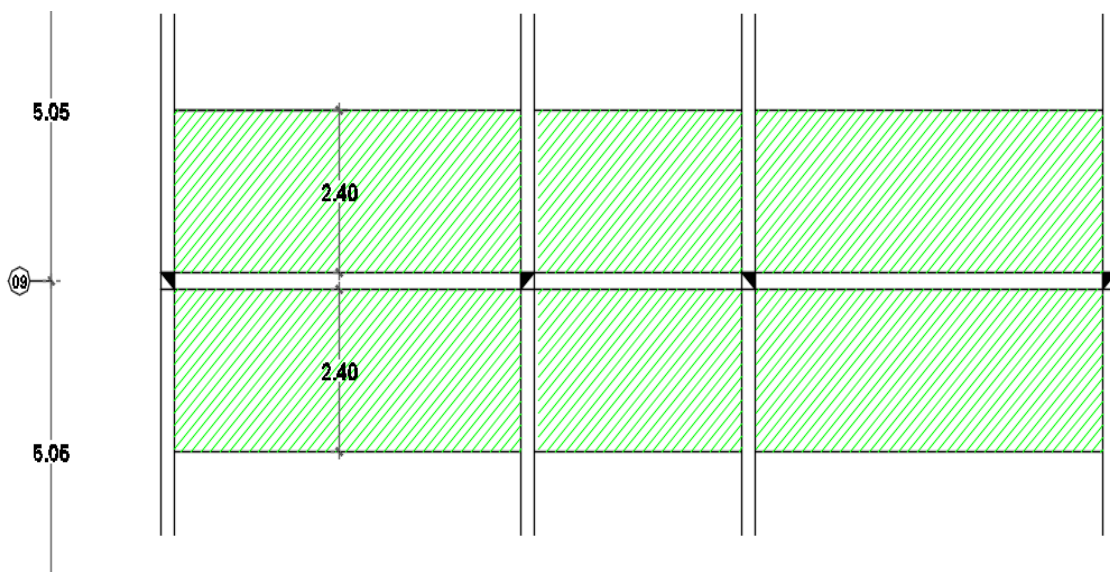
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
				Cm	=	2496 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	480 Kgf/m
				Cv	=	480 Kgf/m

- **Ubicación: eje 10-10, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3981 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1920 Kg/m
				Cv	=	1920 Kg/m

• **Metrado de C – D**

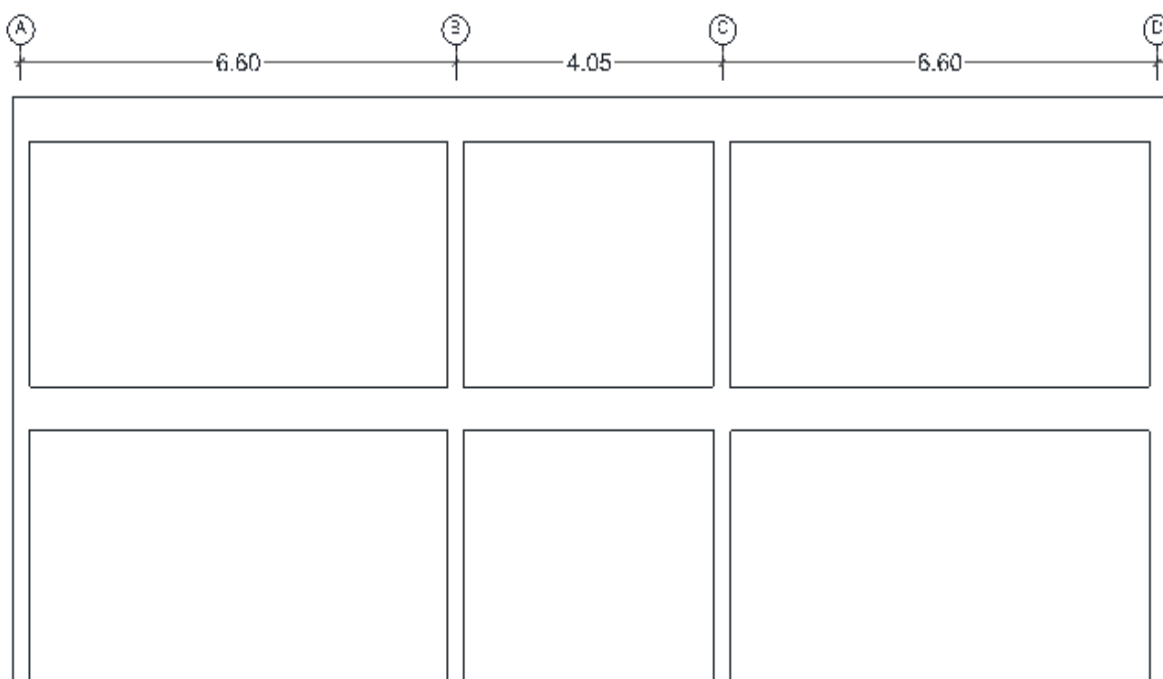
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3981 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• **Metrado de A – D**

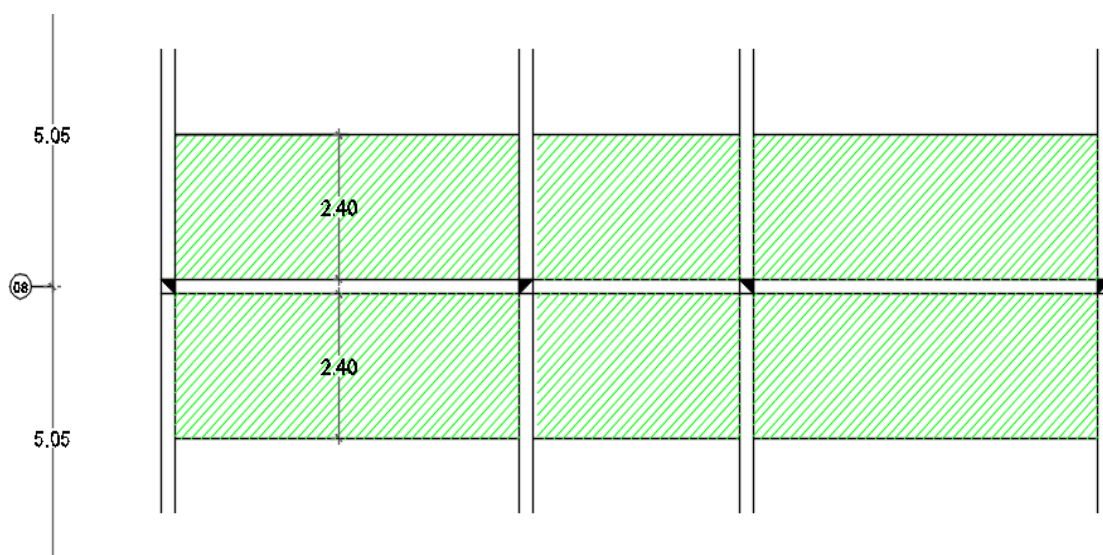
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	4.8 m	=	480 Kg/m
				Cv	=	480 Kg/m

- **Ubicación: eje 09-09, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• Metrado de A – B

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• Metrado de B – C

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1920 Kg/m
				Cv	=	1920 Kg/m

• Metrado de C – D

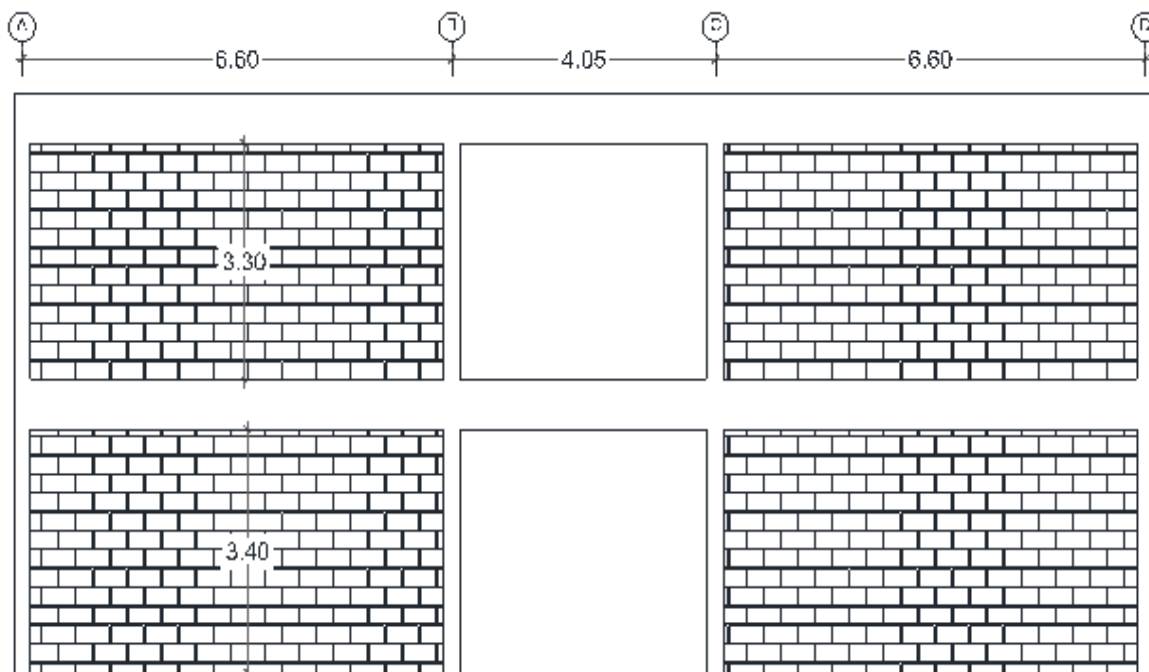
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• Metrado de A – D

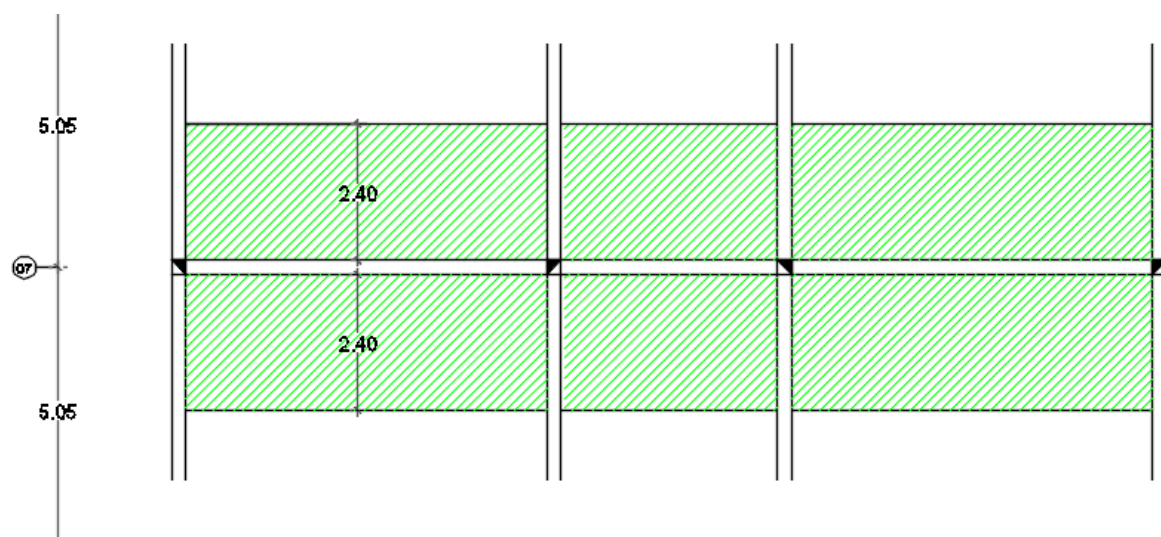
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	4.8 m	=	480 Kg/m
				Cv	=	480 Kg/m

- **Ubicación: eje 08-08, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3981 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1920 Kg/m
				Cv	=	1920 Kg/m

• **Metrado de C – D**

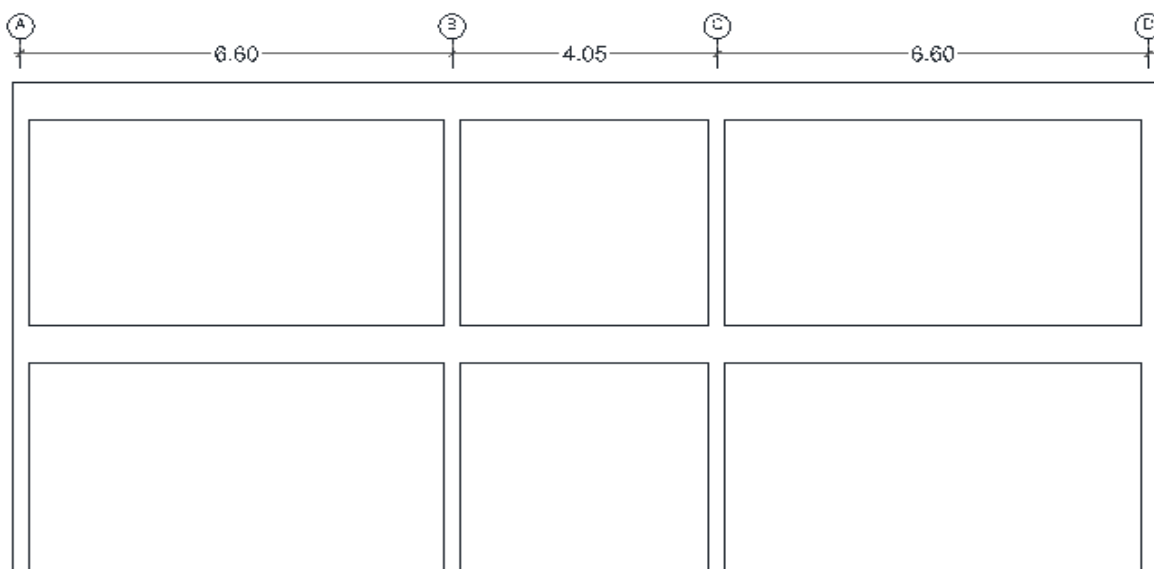
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3981 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• **Metrado de A – D**

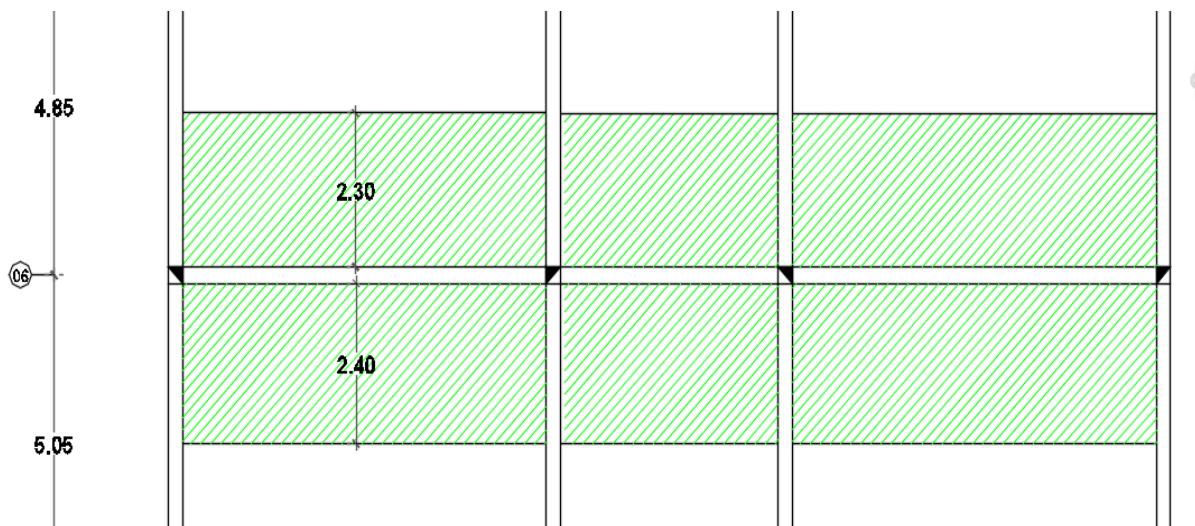
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	4.8 m	=	480 Kg/m
				Cv	=	480 Kg/m

- **Ubicación: eje 07-07, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

- **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.58 m ²	=	1380 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2868 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	1175 Kgf/m
				Cv	=	1175 Kgf/m

- **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	1974 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2444 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	1880 Kgf/m
				Cv	=	1880 Kgf/m

- **Metrado de C – D**

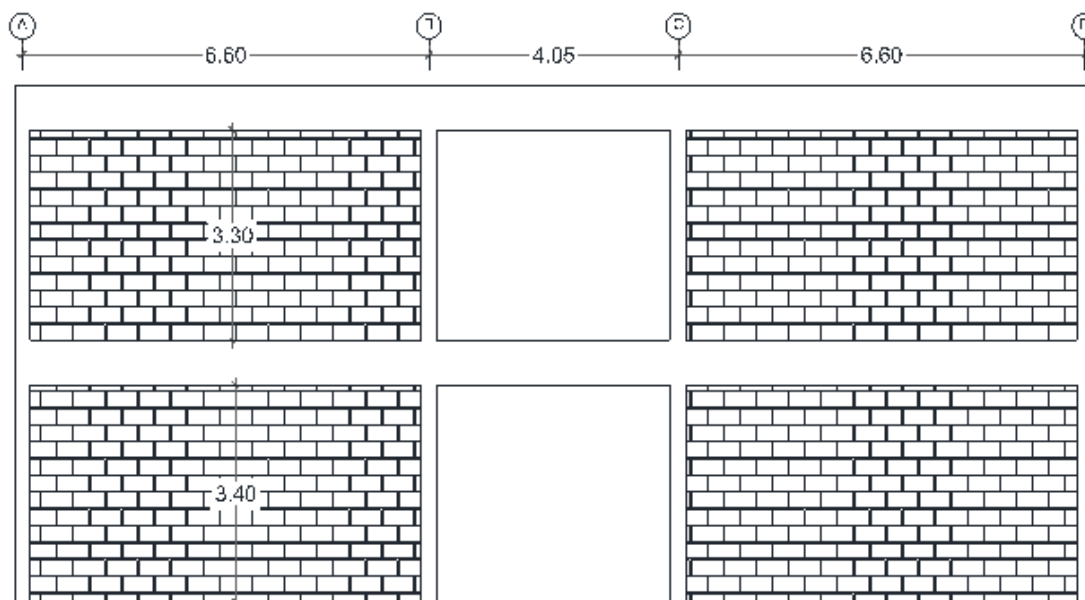
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	1974 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2444 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	1175 Kgf/m
				Cv	=	1175 Kgf/m

- **Metrado de A – D**

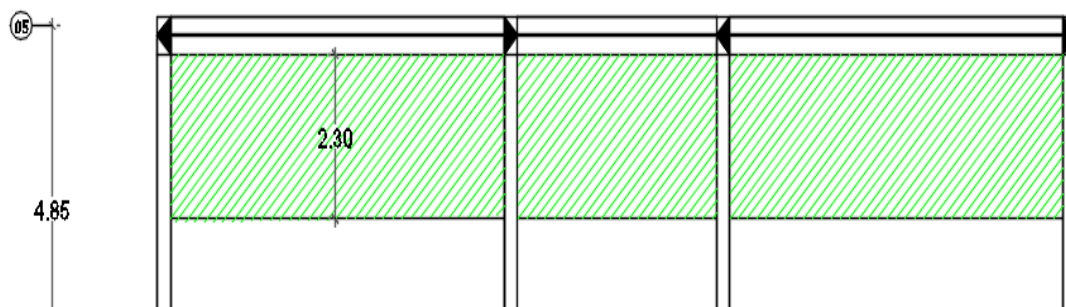
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	1974 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kgf/m
				Cm	=	2444 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	4.7 m	=	470 Kgf/m
				Cv	=	470 Kgf/m

- Ubicación: eje 06-06, tramo A-D

- Vista en elevación del eje



- Vista en planta del eje



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.58 m ²	=	1380 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	3140 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	575 Kgf/m
				Cv	=	575 Kgf/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	966 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	1196 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	920 Kgf/m
				Cv	=	920 Kgf/m

• **Metrado de C – D**

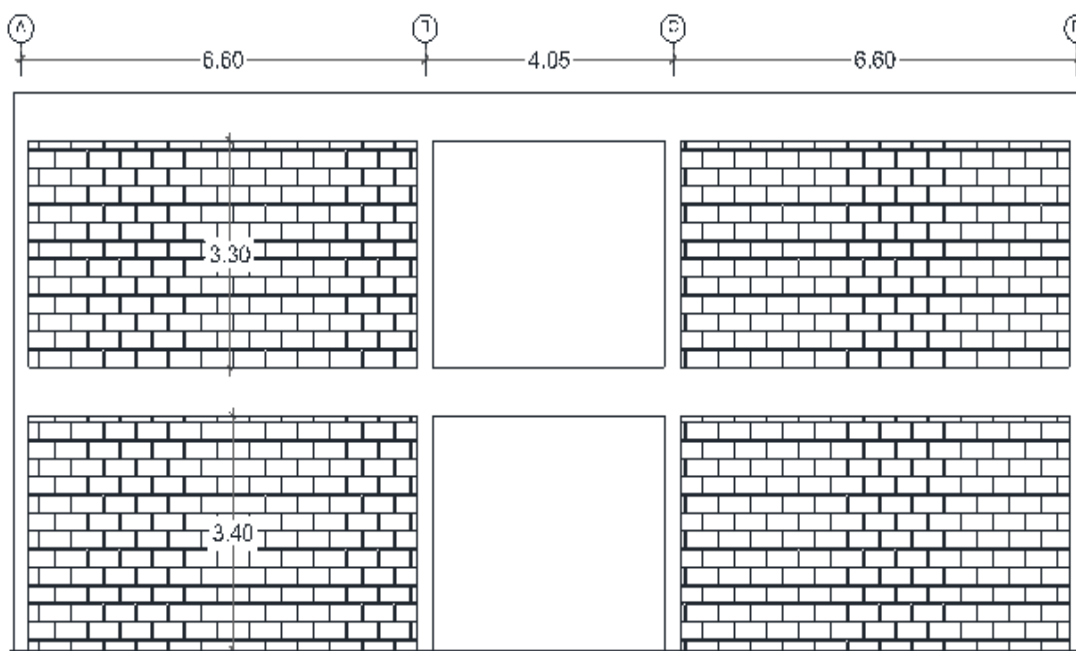
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	966 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	2726 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	575 Kgf/m
				Cv	=	575 Kgf/m

• **Metrado de A – D**

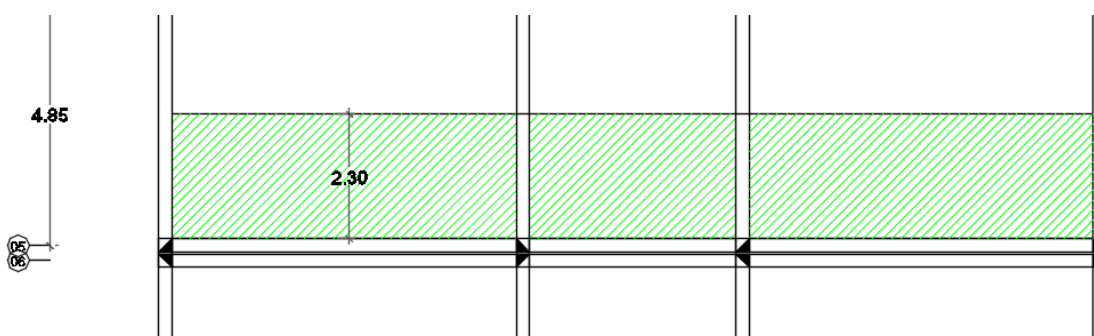
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	966 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
				Cm	=	1196 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	230 Kgf/m
				Cv	=	230 Kgf/m

- Ubicación: eje 05-05, tramo A-D

- Vista en elevación del eje



- Vista en planta del eje



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	966 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	2726 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	575 Kgf/m
				Cv	=	575 Kgf/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	966 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	1196 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	920 Kgf/m
				Cv	=	920 Kgf/m

• **Metrado de C – D**

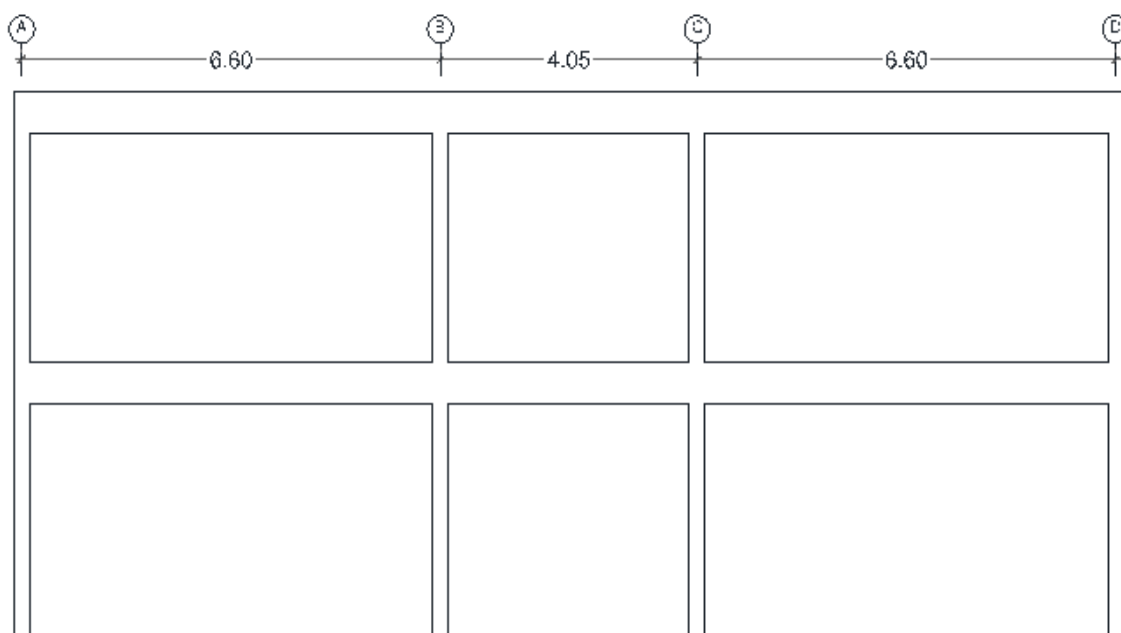
Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.58 m ²	=	1380 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.85 m ²	=	1530 Kgf/m
				Cm	=	3140 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	575 Kgf/m
				Cv	=	575 Kgf/m

• **Metrado de A – D**

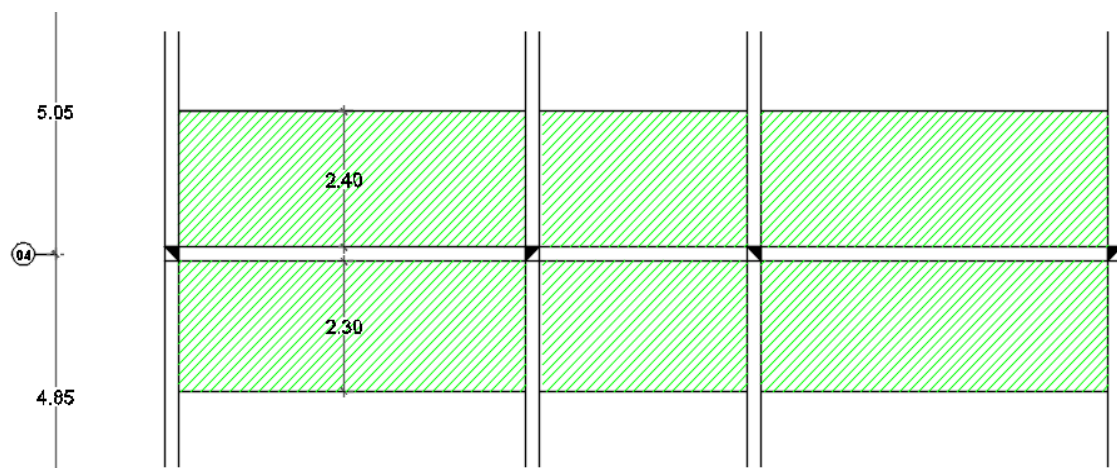
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	966 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	230 Kgf/m
				Cm	=	1196 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	2.3 m	=	230 Kgf/m
				Cv	=	230 Kgf/m

- Ubicación: eje 04-04, tramo A-D

- Vista en elevación del eje



- Vista en planta del eje



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.7 m	=	1974 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2444 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.7 m	=	1175 Kg/m
				Cv	=	1175 Kg/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.7 m	=	1974 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2444 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	4.7 m	=	1880 Kg/m
				Cv	=	1880 Kg/m

• **Metrado de C – D**

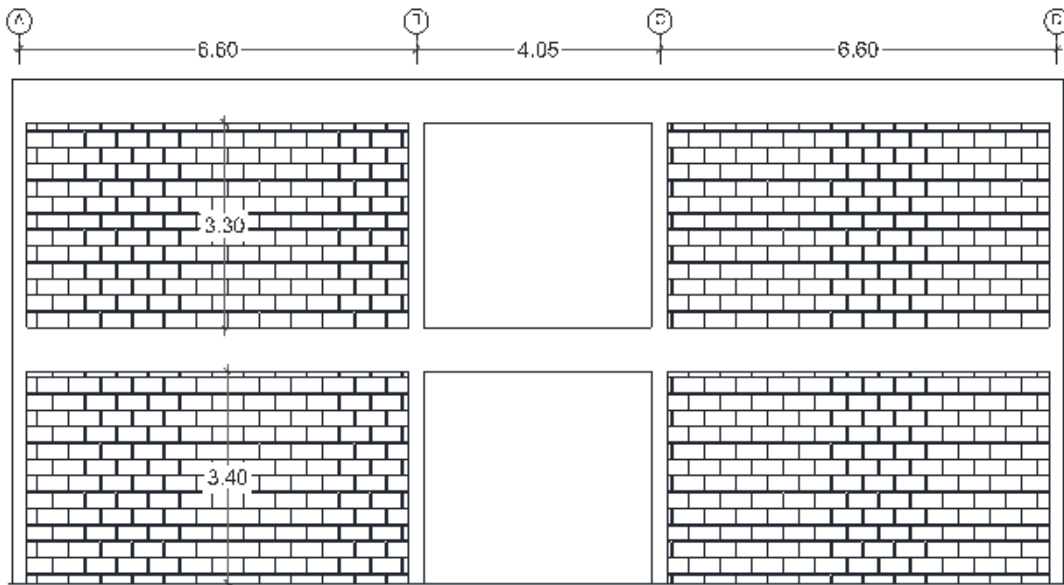
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kg/m
Peso de losa maciza	=	2400 Kg/m ³	x	0.58 m ²	=	1380 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2858 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.7 m	=	1175 Kg/m
				Cv	=	1175 Kg/m

• **Metrado de A – D**

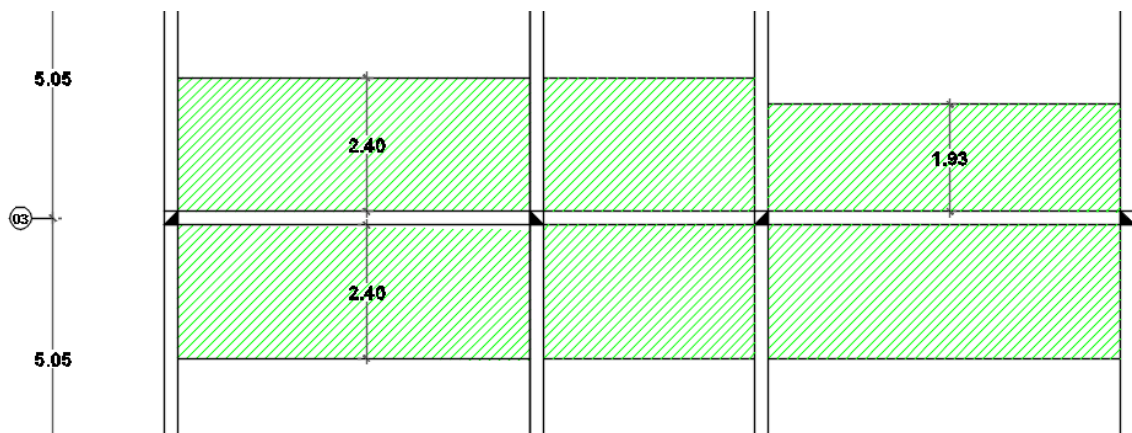
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.7 m	=	1974 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	470 Kg/m
				Cm	=	2444 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	4.7 m	=	470 Kg/m
				Cv	=	470 Kg/m

- **Ubicación: eje 03-03, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3981 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1200 Kg/m
				Cv	=	1200 Kg/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0 m ²	=	0 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	4.8 m	=	1920 Kg/m
				Cv	=	1920 Kg/m

• **Metrado de C – D**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.33 m	=	1819 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.22 m ²	=	433 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3737 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kg/m ²	x	4.33 m	=	1083 Kg/m
				Cv	=	1083 Kg/m

• **Metrado de A – C**

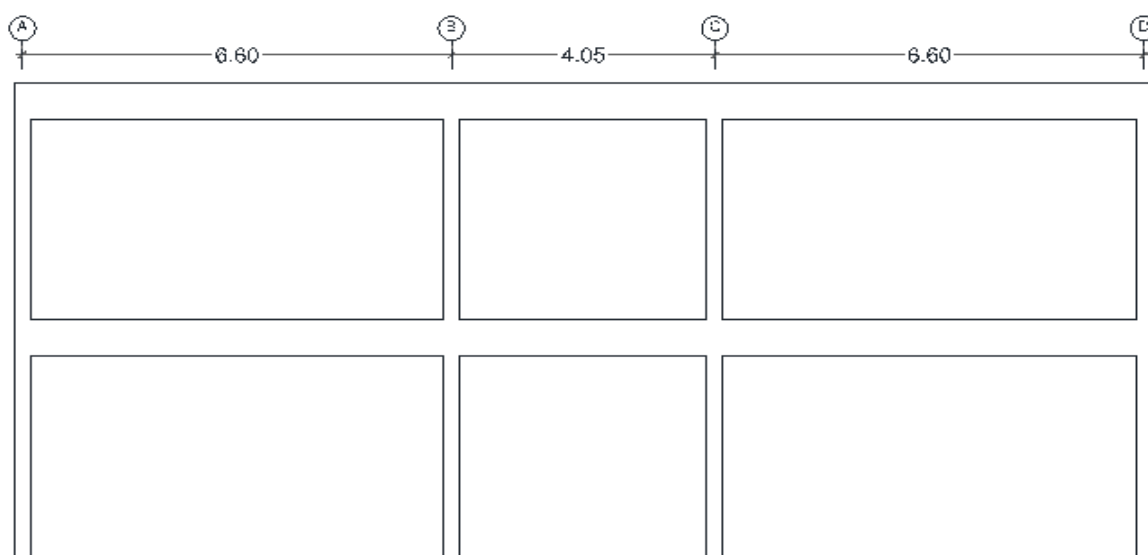
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	4.8 m	=	480 Kg/m
				Cv	=	480 Kg/m

- **Metrado de C – D**

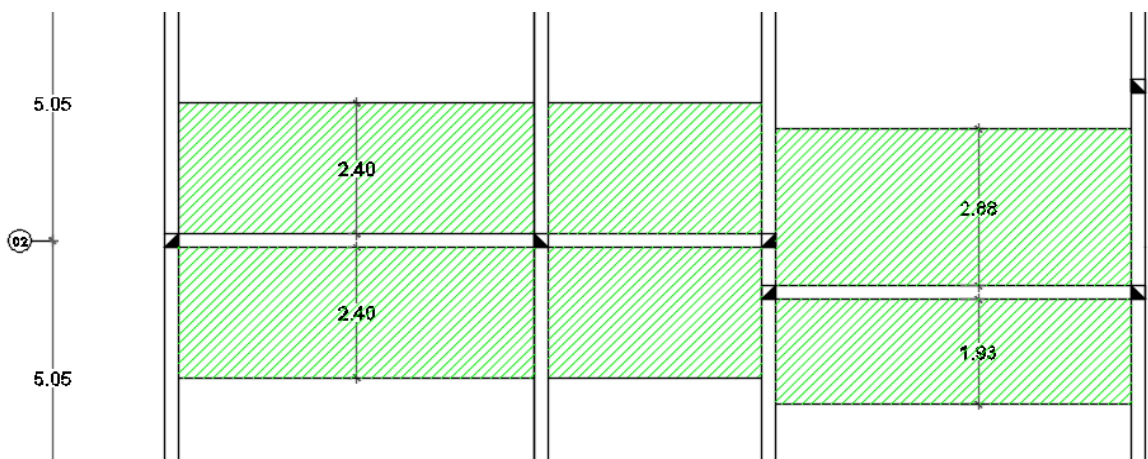
$$\begin{array}{rclclcl}
 \text{Peso de aligerado} & = & 420 \text{ Kg/m}^2 & \times & 4.33 \text{ m} & = & 1819 \text{ Kg/m} \\
 \text{Peso de acabados losa} & = & 2000 \text{ Kg/m}^3 & \times & 0.22 \text{ m}^2 & = & 433 \text{ Kg/m} \\
 & & & & \text{Cm} & = & \underline{2252 \text{ Kg/m}} \\
 \\
 \text{Sobrecarga (techo)} & = & 100 \text{ Kg/m}^2 & \times & 4.33 \text{ m} & = & 433 \text{ Kg/m} \\
 & & & & \text{Cv} & = & \underline{433 \text{ Kg/m}}
 \end{array}$$

- **Ubicación: eje 02-02, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2.4 m	=	1008 Kgf/m
Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.6 m ²	=	1440 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.12 m ²	=	240 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2688 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	<u>1200 Kgf/m</u>

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2496 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	<u>1920 Kgf/m</u>
				Cv	=	1920 Kgf/m

• **Metrado de C – D**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.81 m	=	2020 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	481 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	2501 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	4.81 m	=	<u>1203 Kgf/m</u>
				Cv	=	1203 Kgf/m

• **Metrado de A – C**

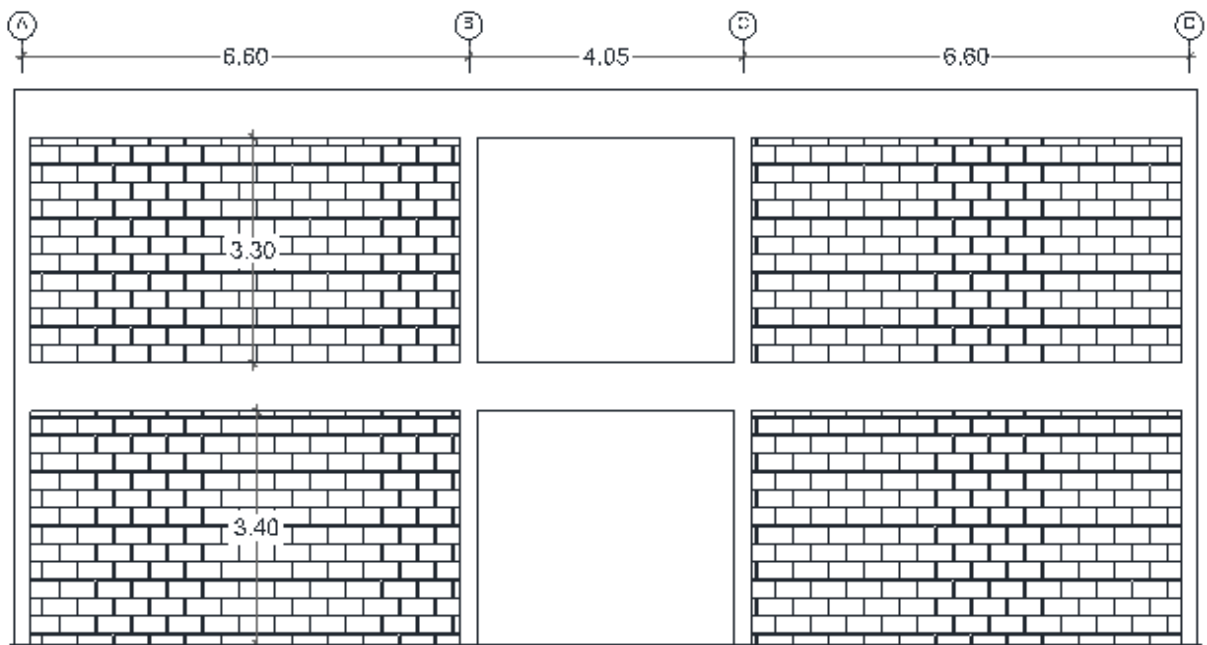
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kgf/m
				Cm	=	2496 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	4.8 m	=	<u>480 Kgf/m</u>
				Cv	=	480 Kgf/m

• **Metrado de C – D**

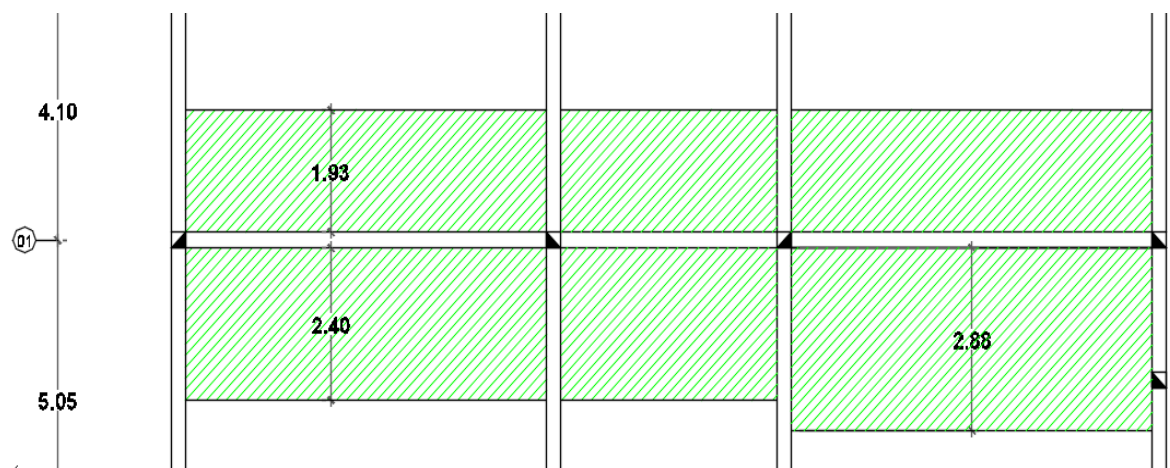
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	4.81 m	=	2020 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.24 m ²	=	481 Kgf/m
				Cm	=	2501 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	4.81 m	=	481 Kgf/m
				Cv	=	481 Kgf/m

▪ **Ubicación: eje 01-01, tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	1.93 m	=	810.6 Kg/m
Peso de losa maciza	=	2400 Kg/m ³	x	0.6 m ²	=	1440 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.22 m ²	=	433 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1499 Kg/m
				Cm	=	4182 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	400 Kg/m ²	x	1.93 m	=	772 Kg/m
		250 Kg/m ²	x	2.4 m	=	600 Kg/m
				Cv	=	1372 Kg/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.33 m	=	1819 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.22 m ²	=	433 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1499 Kg/m
				Cm	=	3750 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	4.33 m	=	1732 Kg/m
				Cv	=	1732 Kg/m

• **Metrado de C – D**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.81 m	=	2020 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	481 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.83 m ²	=	1485 Kg/m
				Cm	=	3986 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	400 Kg/m ²	x	1.93 m	=	772 Kg/m
		250 Kg/m ²	x	2.88 m	=	720 Kg/m
				Cv	=	1492 Kg/m

• **Metrado de A – C**

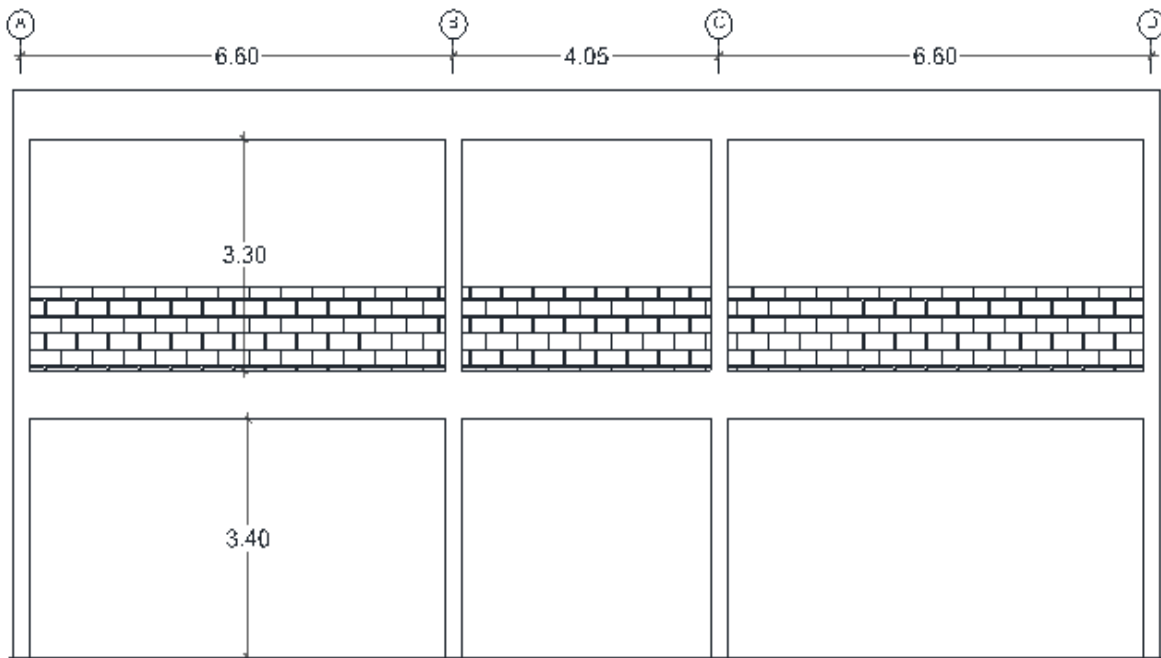
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	4.8 m	=	2016 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.24 m ²	=	480 Kg/m
				Cm	=	2496 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	4.8 m	=	480 Kg/m
				Cv	=	480 Kg/m

• **Metrado de C – D**

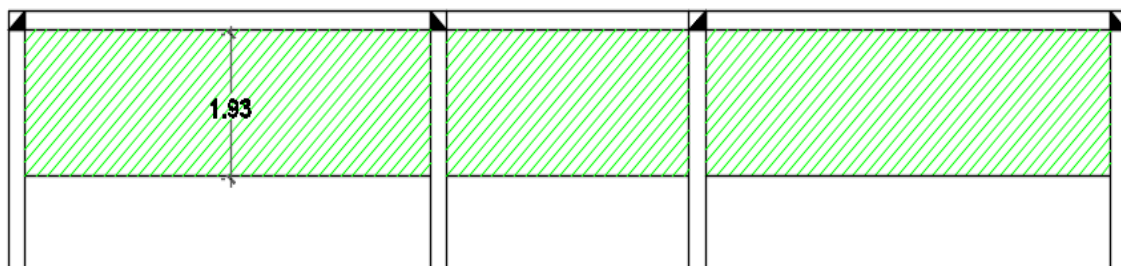
$$\begin{array}{rclclcl}
 \text{Peso de aligerado} & = & 420 \text{ Kg/m}^2 & \times & 4.81 \text{ m} & = & 2020 \text{ Kg/m} \\
 \text{Peso de acabados losa} & = & 2000 \text{ Kg/m}^3 & \times & 0.24 \text{ m}^2 & = & 481 \text{ Kg/m} \\
 & & & & \text{Cm} & = & \underline{2501 \text{ Kg/m}} \\
 \\
 \text{Sobrecarga (techo)} & = & 100 \text{ Kg/m}^2 & \times & 4.81 \text{ m} & = & 481 \text{ Kg/m} \\
 & & & & \text{Cv} & = & \underline{481 \text{ Kg/m}}
 \end{array}$$

▪ **Ubicación: eje 01' – 01', tramo A-D**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de A – B**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	1.93 m	=	810.6 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.1 m ²	=	193 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.3 m ²	=	540 Kg/m
				Cm	=	1544 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	400 Kg/m ²	x	1.93 m	=	772 Kg/m
				Cv	=	772 Kg/m

• **Metrado de B – C**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	1.93 m	=	810.6 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.1 m ²	=	193 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.3 m ²	=	540 Kg/m
				Cm	=	1544 Kg/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kg/m ²	x	1.93 m	=	772 Kg/m
				Cv	=	772 Kg/m

• **Metrado de C – D**

Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	1.93 m	=	810.6 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.1 m ²	=	193 Kg/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kg/m ³	x	0.3 m ²	=	540 Kg/m
				Cm	=	1544 Kg/m
Sobrecarga (Aulas)	=	400 Kg/m ²	x	1.93 m	=	772 Kg/m
				Cv	=	772 Kg/m

• **Metrado de A – C**

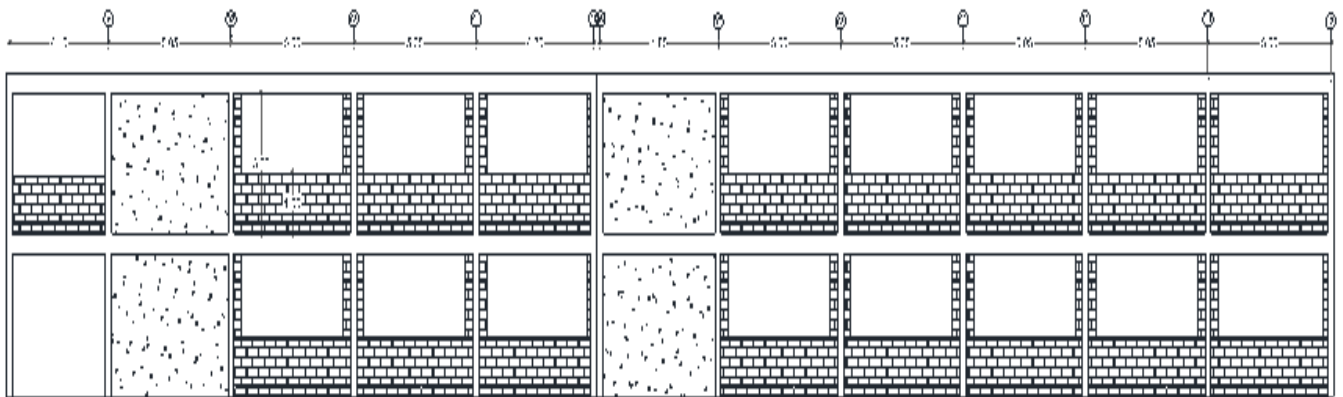
Peso de aligerado	=	420 Kg/m ²	x	1.93 m	=	810.6 Kg/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kg/m ³	x	0.1 m ²	=	193 Kg/m
				Cm	=	1004 Kg/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kg/m ²	x	1.93 m	=	193 Kg/m
				Cv	=	193 Kg/m

- **Metrado de C – D**

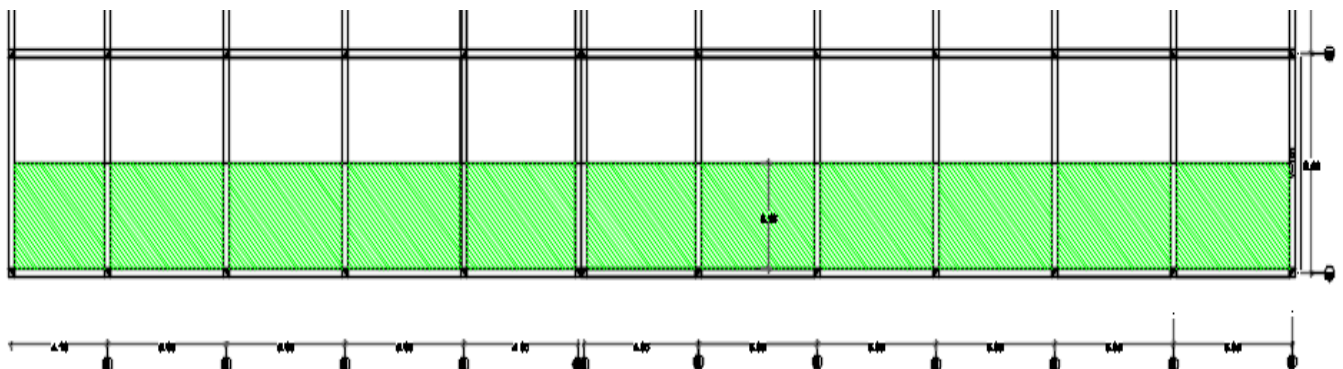
$$\begin{array}{rclclcl}
 \text{Peso de aligerado} & = & 420 \text{ Kg/m}^2 & \times & 1.93 \text{ m} & = & 810.6 \text{ Kg/m} \\
 \text{Peso de acabados losa} & = & 2000 \text{ Kg/m}^3 & \times & 0.1 \text{ m}^2 & = & 193 \text{ Kg/m} \\
 & & & & & \text{Cm} & = & 1004 \text{ Kg/m} \\
 \\
 \text{Sobrecarga (techo)} & = & 100 \text{ Kg/m}^2 & \times & 1.93 \text{ m} & = & 193 \text{ Kg/m} \\
 & & & & & \text{Cv} & = & 193 \text{ Kg/m}
 \end{array}$$

- **Ubicación: eje A-A, tramo 1-12**

- **Vista en elevación del eje**



- **Vista en planta del eje**



Segundo nivel

• **Metrado de –1**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	1 m	=	420 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.05 m ²	=	100 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.63 m ²	=	1125 Kgf/m
				Cm	=	1645 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	1 m	=	400 Kgf/m
				Cv	=	400 Kgf/m

• **Metrado de 1 – 2**

Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.25 m	=	600 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.05 m ²	=	100 Kgf/m
Peso de muro de C°A°	=	1800 Kgf/m ³	x	0.63 m ²	=	1125 Kgf/m
				Cm	=	1825 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	1 m	=	250 Kgf/m
				Cv	=	250 Kgf/m

• **Metrado de 2 – 3**

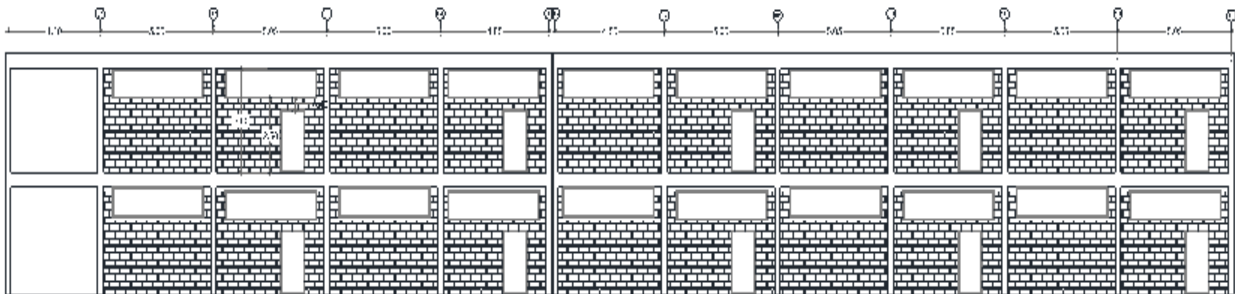
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2 m	=	840 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.88 m ²	=	1575 Kgf/m
				Cm	=	2615 Kgf/m
Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	1 m	=	250 Kgf/m
				Cv	=	250 Kgf/m
Ventana						
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2 m	=	840 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.63 m ²	=	1125 Kgf/m
				Cm	=	2165 Kgf/m

• **Metrado de 3 – 12**

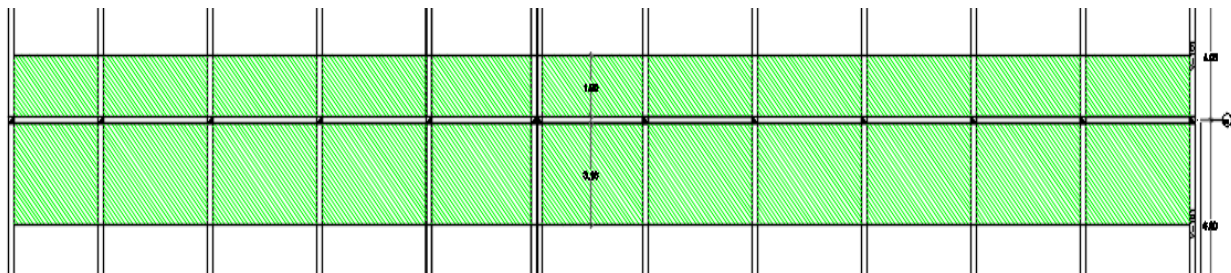
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	1 m	=	420 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.05 m ²	=	100 Kgf/m
				Cm	=	520 Kgf/m
Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	1 m	=	100 Kgf/m
				Cv	=	100 Kgf/m

- Ubicación: eje B-B, tramo 1-12

- Vista en elevación del eje



- Vista en planta del eje



Segundo Nivel

- **Metrado de -1**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2 m	=	840 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0 m ²	=	0 Kgf/m
				Cm	=	1040 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	2 m	=	800 Kgf/m
				Cv	=	800 Kgf/m

- **Metrado de 1 – 2**

Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.25 m	=	600 Kgf/m
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	1 m	=	420 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.88 m ²	=	1575 Kgf/m
				Cm	=	2795 Kgf/m

Sobrecarga (Aulas)	=	250 Kgf/m ²	x	1 m	=	250 Kgf/m
Sobrecarga (Corredor)	=	400 Kgf/m ²	x	1 m	=	400 Kgf/m
				Cv	=	650 Kgf/m

Ventana

Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.25 m	=	600 Kgf/m
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	1 m	=	420 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.63 m ²	=	1125 Kgf/m
				Cm	=	2345 Kgf/m

Puerta

Peso de losa maciza	=	2400 Kgf/m ³	x	0.25 m	=	600 Kgf/m
Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	1 m	=	420 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	2400 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	240 Kgf/m
				Cm	=	1460 Kgf/m

- **Metrado de 2 – 3**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2 m	=	840 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.88 m ²	=	1575 Kgf/m
				Cm	=	2615 Kgf/m

Sobrecarga (Aulas)	=	400 Kgf/m ²	x	2 m	=	800 Kgf/m
				Cv	=	800 Kgf/m

Ventana

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2 m	=	840 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
Peso de tabiquería	=	1800 Kgf/m ³	x	0.63 m ²	=	1125 Kgf/m
				Cm	=	2165 Kgf/m

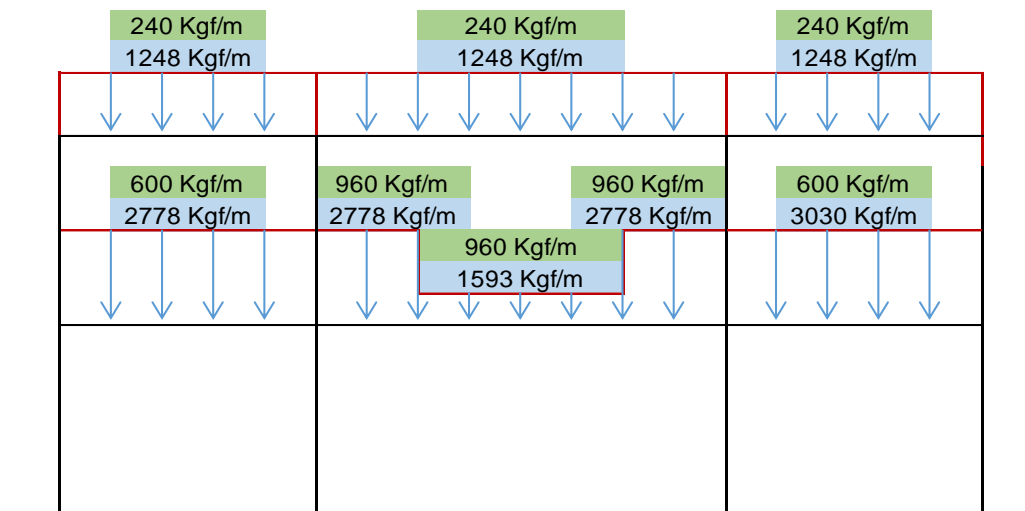
- **Metrado de 1 – 12**

Peso de aligerado	=	420 Kgf/m ²	x	2 m	=	840 Kgf/m
Peso de acabados losa	=	2000 Kgf/m ³	x	0.1 m ²	=	200 Kgf/m
				Cm	=	1040 Kgf/m

Sobrecarga (techo)	=	100 Kgf/m ²	x	2 m	=	200 Kgf/m
				Cv	=	200 Kgf/m

Distribución de cargas por pórticos

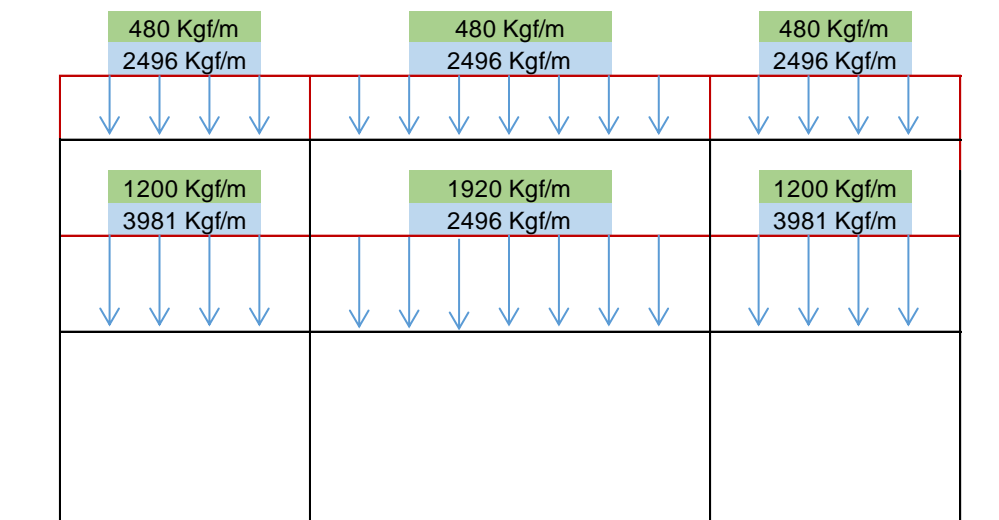
- Ubicación: eje 12-12, tramo A-D



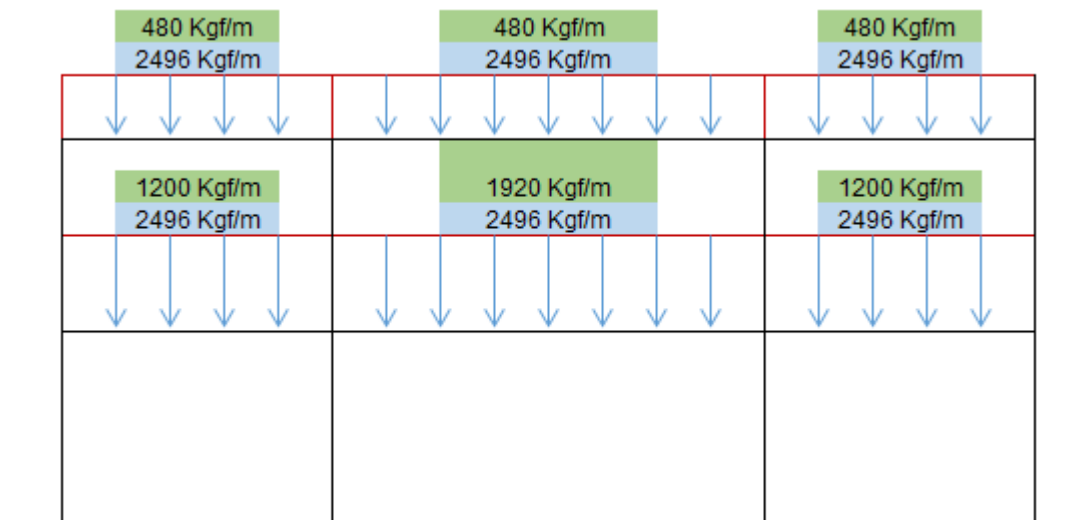
- Ubicación: eje 11-11, tramo A-D



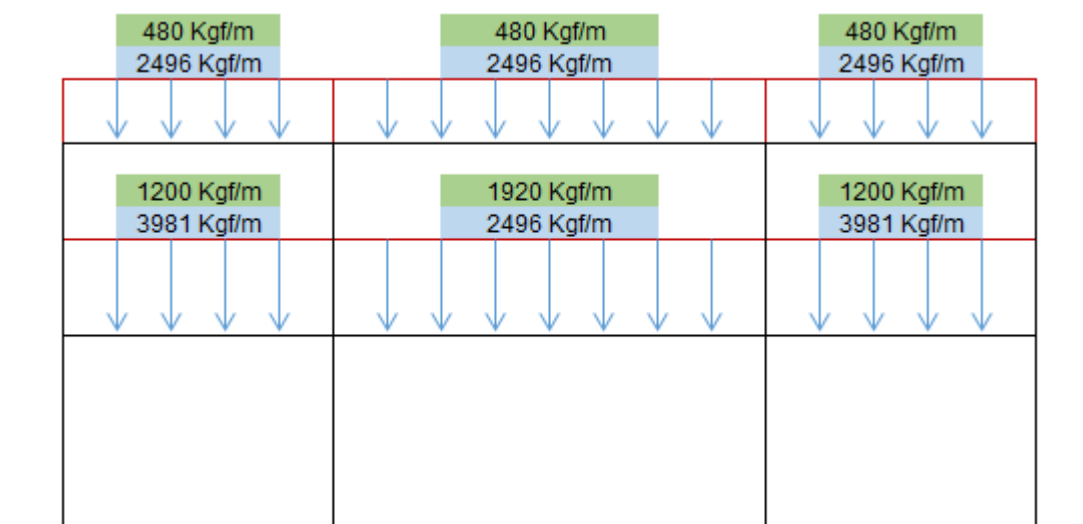
- **Ubicación: eje 10-10, tramo A-D**



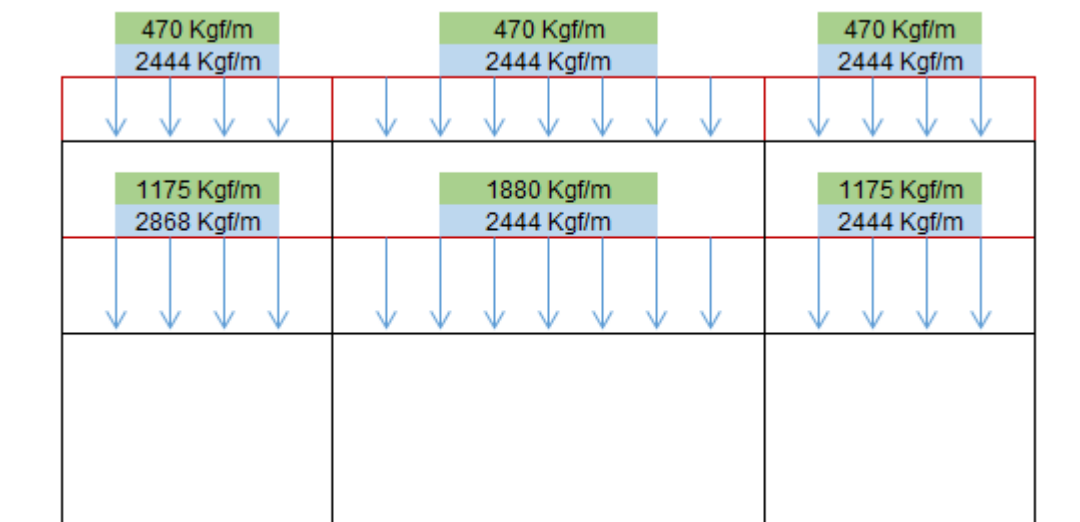
- **Ubicación: eje 09-09, tramo A-D**



- **Ubicación: eje 08-08, tramo A-D**



- **Ubicación: eje 07-07, tramo A-D**



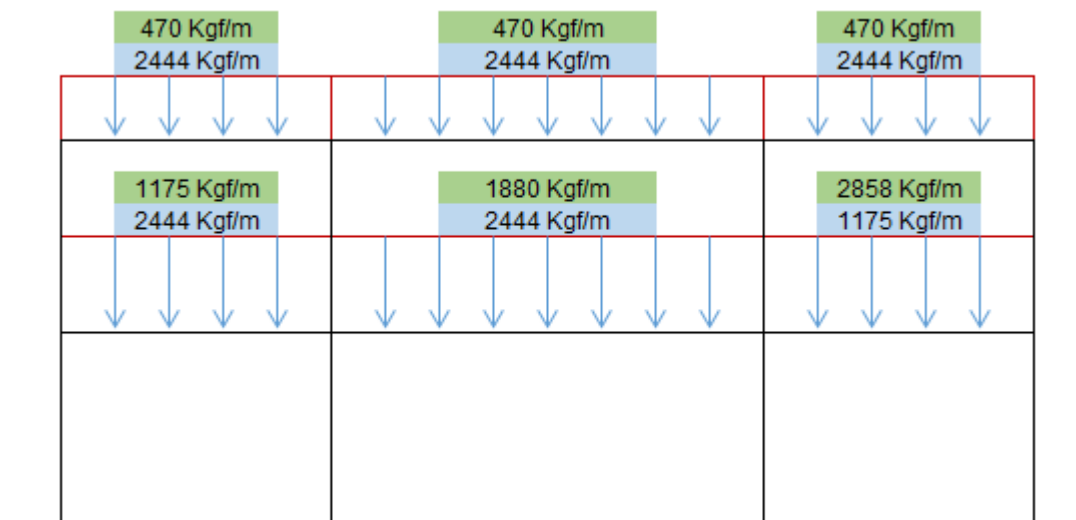
- **Ubicación: eje 06-06, tramo A-D**



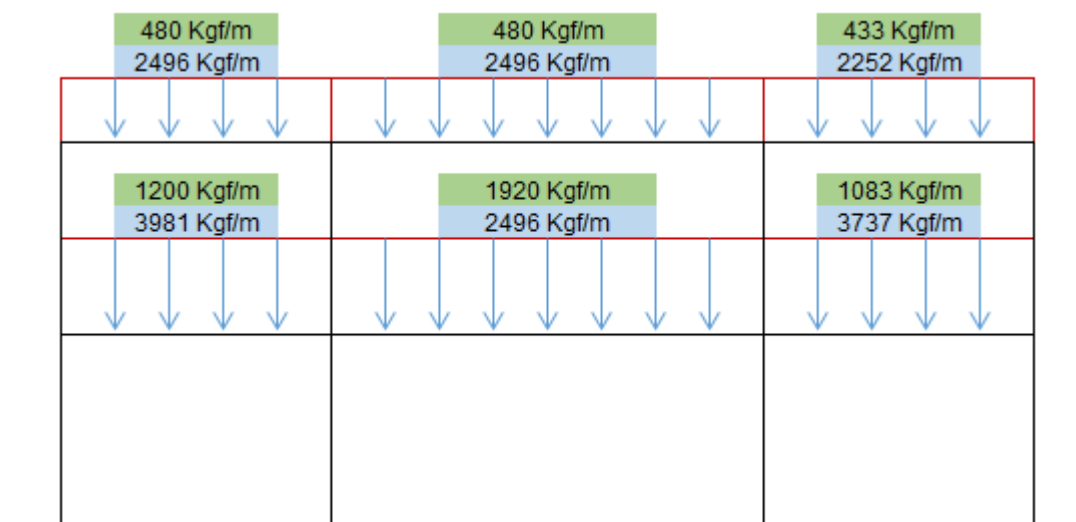
- **Ubicación: eje 05-05, tramo A-D**



- **Ubicación: eje 04-04, tramo A-D**



- **Ubicación: eje 03-03, tramo A-D**



- **Ubicación: eje 02-02, tramo A-D**



- **Ubicación: eje 01-01, tramo A-D**



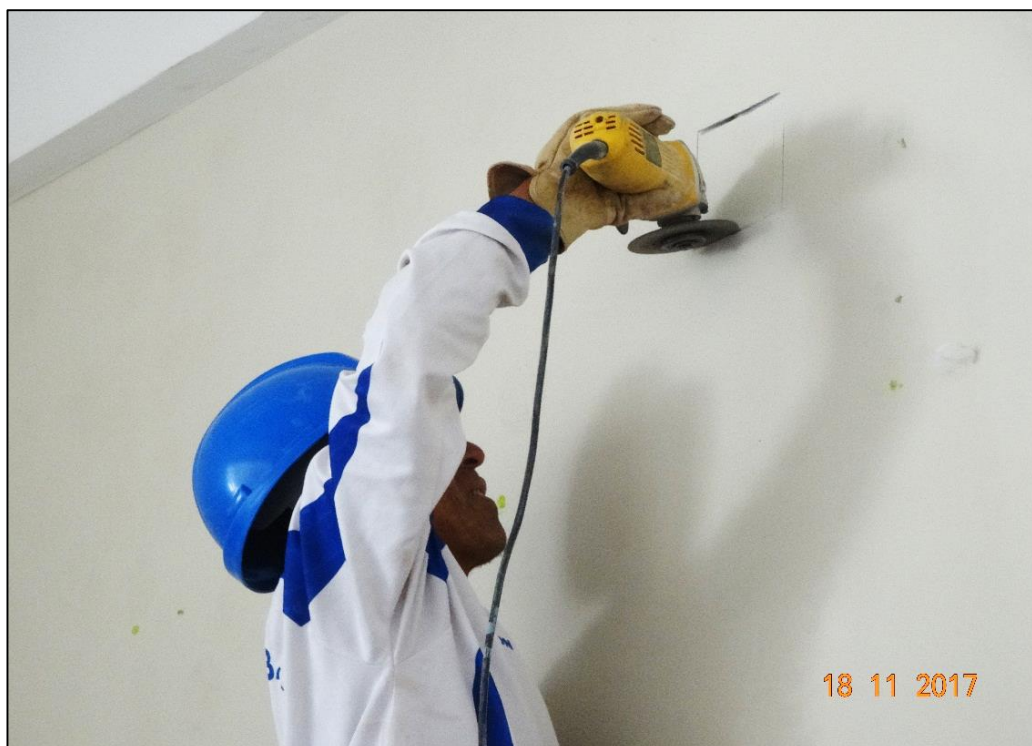
ANEXO N° 3. Panel fotográfico

Fotografía N° 1. Verificando corte de columna C9-B



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 2. Realizando corte de placa



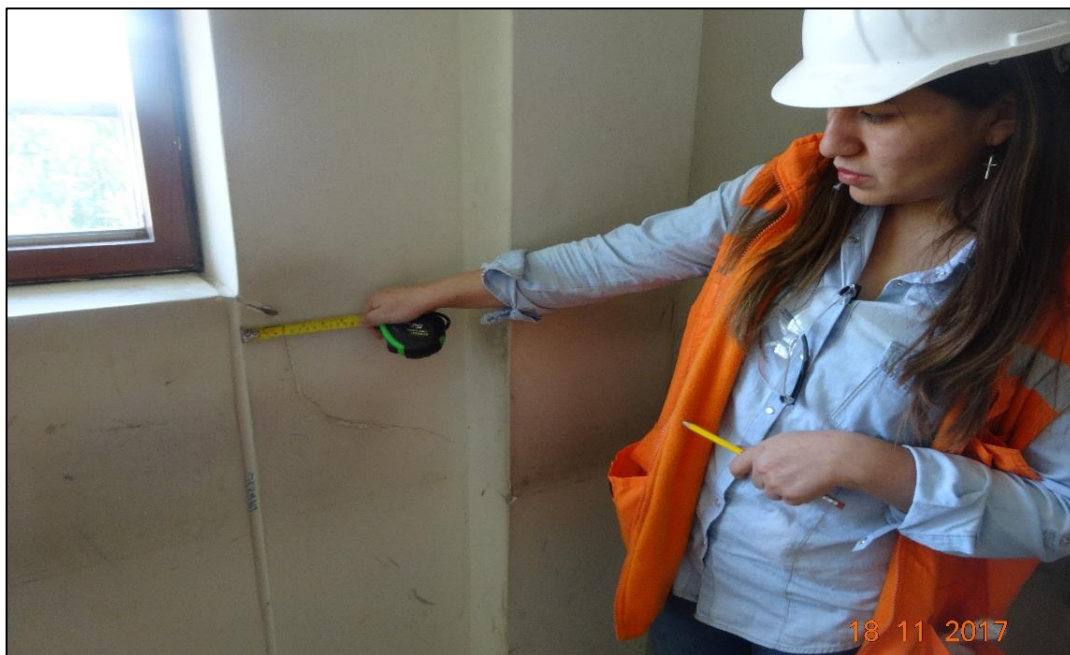
Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 3. Placa lista para realizar el ensayo



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 4. Verificando fisura por ausencia de confinamiento



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 5. Verificando medida de columna



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 6. Lijando punto donde se realizará el ensayo



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 7. Ensayo de esclerometría realizado en la edificación



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía 8: Ensayo de Esclerometria realizado en la edificación



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 9. Lijando punto donde se realizará el ensayo



Fuente: Elaboración propia, 2017.

Fotografía N° 10. Ensayo de esclerometría realizado en la edificación



Fuente: Elaboración propia, 2017.

ANEXO N° 4. Resultados de ensayo de esclerometría

- Solicitud de autorización para realizar ensayos no destructivos.
- Autorización de ensayos no destructivos.
- Informe de laboratorio de ensayos de esclerometría.

ANEXO N° 5. Estudios técnicos del expediente técnico

- Informe de laboratorio del estudio de mecánica de suelos.
- Ensayos a compresión uniaxial de núcleos de concreto endurecido.